

**THAIS LUCOUVICZ DADA**

**Ensaio bidirecional em estacas moldadas in loco: técnicas de execução e métodos de interpretação, com aplicação a casos de obras**

São Paulo  
2019

**THAIS LUCOUVICZ DADA**

**Ensaio bidirecional em estacas moldadas in loco: técnicas de execução e métodos de interpretação, com aplicação a casos de obras**

**Versão Original**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências

São Paulo

2019

**THAIS LUCOUVICZ DADA**

**Ensaio bidirecional em estacas moldadas in loco: técnicas de execução e métodos de interpretação, com aplicação a casos de obras**

**Versão Original**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências

Área de Concentração: Engenharia Geotécnica

Orientador: Prof. Dr. Faïçal Massad

São Paulo

2019

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

### FICHA CATALOGRÁFICA

Dada, Thais Lucovicz

Ensaio bidirecional em estacas moldadas in loco: técnicas de execução e métodos de interpretação, com aplicação a casos de obras / T. L. Dada -- São Paulo, 2019.

296 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Ensaio bidirecional 2.Célula expansiva 3.Curva carga-recalque equivalente 4.Fundações por estacas 5.Prova de carga I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

A meus pais e irmã,  
por imenso apoio.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus.

Agradeço à CAPES e à EPUSP, por possibilitarem esta pesquisa.

Ao Professor Faiçal Massad, por levar o ensino à excelência e ter me dado a honra de sua orientação. Pela ajuda e preocupação em todos os momentos e pelas palavras sempre doces e motivadoras.

À Professora Maria Eugênia G. Boscov e ao Professor Fernando A. M. Marinho, pelo grande apoio, amizade e ensinamentos, tanto nas aulas, quanto no estágio docente.

Ao Professor Marcos Massao Futai e ao engenheiro Werner Bilfinger, pelos ensinamentos, incentivo e importante colaboração no exame de qualificação.

Ao Professor Cheng L. Yee, por me introduzir à pesquisa através da iniciação científica, e aos demais professores da EPUSP que colaboraram com a minha aprendizagem.

Aos engenheiros Fernando V. Perez, Clara Takaki, Maurício H. Yamaji, Sandra R. Martinez e Alysson S. Resende, pela disponibilidade e gentileza no fornecimento dos dados. Igualmente à Companhia do METRÔ, nas pessoas de Luiz Marcondes, Carlos Eduardo Paixão, Raquel Anderman e Dilce Carvalho.

Aos amigos do Laboratório de Mecânica dos Solos e do GeoInfraUSP, em especial à Juliana e ao Mário, pela amizade e companheirismo. Vocês tornaram esta etapa especial.

Aos conselhos e apoio da Cintia, Renata, Thalita, Bia Paiva, Carla, Lucy, Thays e outros grandes amigos, que me acompanharam nessa longa etapa.

Aos meus avós, que me ensinaram a enfrentar qualquer batalha com a cabeça erguida.

À minha família mineira, pelo grande amor.

A meus pais Catarina e Antônio e à minha irmã Sheila, pelo exemplo de dedicação e conduta e, principalmente, por estarem sempre ao meu lado.

## RESUMO

DADA, T. L. **Ensaio bidirecional em estacas moldadas in loco**: técnicas de execução e métodos de interpretação, com aplicação a casos de obras. 2019. 296 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019.

O ensaio bidirecional foi desenvolvido no Brasil por Silva (1983). É um tipo de prova de carga estática em estacas, entretanto, carece de normatização no Brasil. Para sua execução, instalam-se uma ou mais células expansivas (expancells, ou O-cells), em geral, junto à ponta da estaca. As células empurram o fuste para cima e a ponta para baixo, sem haver a necessidade de sistemas de reação. São obtidas curvas de carga-deslocamento do fuste e da ponta, que permitem: a) separar as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta real, ou "ponta fictícia"; e b) estimar a curva-carga recalque equivalente para carregamentos a partir do topo da estaca. Há uma variedade de métodos disponíveis em bibliografia para essa estimativa, sendo necessária uma seleção prévia dos métodos a serem utilizados. Entretanto, frequentemente ocorre a interrupção prematura do ensaio, face ao esgotamento ou somente do atrito lateral, ou da resistência de ponta, dificultando a interpretação dos resultados. Outra questão que necessita de estudos é a possível influência do alívio de tensões, devido ao levantamento do fuste, no comportamento da ponta.

Nesse contexto, os objetivos da presente pesquisa foram apresentar um estudo das técnicas executivas do ensaio bidirecional, incluindo a questão da sua interrupção prematura, e a aplicação prática dos métodos de interpretação dos resultados. Foram estudadas doze estacas de obras no Brasil, incluindo estacas raiz, ômega, hélice contínua e estacões, submetidas ao ensaio bidirecional. Para a obtenção das curvas equivalentes, utilizaram-se quatro métodos de interpretação, sendo dois selecionados da bibliografia e dois propostos na presente pesquisa. Todas as curvas equivalentes obtidas resultaram semelhantes entre si, considerando a mesma hipótese de compressibilidade da estaca. Por fim, estimou-se a magnitude do alívio de carga na ponta, devido ao levantamento do fuste, sendo desprezível para os casos estudados.

**Palavras-Chave:** Ensaio bidirecional. Célula expansiva. Curva carga-recalque equivalente. Fundações por estacas. Prova de carga.

## ABSTRACT

DADA, T. L. **Bi-directional load testing on bored cast-in-situ piles**: technical procedures and methods of interpretation, including case studies. 2019. 296 p. Dissertation (Master's Degree) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019 (In Portuguese).

The bi-directional test was developed in Brazil by Silva (1983). It is a type of static load test on piles; however, it lacks standardization in Brazil. To perform the test, one or more expansive cells (expancells, or O-cells) are usually installed near the pile toe. The cells push the shaft upward and the toe downward, without needing reaction systems. Load-displacement curves for the shaft and the toe are obtained from the test, which enable: a) to obtain the resistances of the shaft and the toe, or the “fictitious toe”, separately; and b) to estimate the equivalent top-down load-settlement curve, simulating loadings from the pile top. For this estimate, there are a variety of methods available in the bibliography, which requires a previous selection of the methods to be applied. However, the untimely interruption of the test frequently occurs, due to only lateral friction, or only toe resistance, reaching its ultimate value, that difficulties the interpretation of test results. Another question that requires studies is the possible influence of the stress relief, due to the shaft lifting, on the toe behavior.

In this context, the objectives of this research were to present a study of the technical procedures for the bi-directional testing, including the question of its untimely interruption, and the practical application of the methods of interpretation of test results. Twelve piles of job sites in Brazil, submitted to bi-directional testing, were studied, including root, omega, continuous flight auger and bored piles. In order to obtain the equivalent curves, four methods of interpretation were used: two of which were selected from the bibliography and two proposed in this research. All the equivalent curves obtained had good agreement with each other, considering the same hypothesis for the pile compressibility. Finally, estimates of the load relief at the toe, due to the shaft lifting, led to negligible values for the cases studied.

**Keywords:** Bi-directional test. Expansive cell. Equivalent top-down curve. Pile foundations. Pile load test.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Metodologia de pesquisa adotada (fonte: da própria pesquisadora).....	35
Figura 2.1 – Ábaco para determinação de $f_{ult}$ em função do tipo de solo (fonte: adaptado de BUSTAMANTE; GIANESELLI, 1998). .....	51
Figura 2.2 – Força normal à superfície no interior de um sólido semi-infinito (adaptado de MINDLIN, 1936). .....	57
Figura 2.3 – Transferência de carga em profundidade para uma estaca isolada: (b) e (c) indicam, respectivamente, o primeiro e o segundo diagramas de transferência de carga (fonte: adaptado de VESIC, 1977). .....	60
Figura 2.4 – Distribuições simples típicas do atrito lateral (fonte: adaptado de VESIC, 1977). .....	61
Figura 2.5 – Distribuição da carga na estaca, para carregamento a partir do topo (fonte: adaptado de Massad, 2015). .....	64
Figura 2.6 – Ábacos para a determinação do coeficiente $c$ , para carregamento no topo da estaca (fonte: adaptado de LEONARDS e LOVELL, 1979). .....	65
Figura 2.7 – Exemplo de funções de transferência de carga, onde $f$ é o atrito lateral unitário e $q_p$ , a resistência de ponta (fonte: da própria pesquisadora). .....	66
Figura 2.8 – Análise de transferência de carga: a) abordagem de funções de transferência de carga; b) abordagem do sólido elástico (fonte: adaptado de VESIC, 1977). .....	67
Figura 2.9 – Estaca carregada axialmente, com indicação das forças atuantes em cada elemento (fonte: adaptado de COYLE e REESE, 1966). .....	72
Figura 2.10 – Desacoplamento dos efeitos devidos ao fuste e à ponta da estaca (fonte: adaptado de RANDOLPH; WROTH, 1978). .....	76
Figura 2.11 – Relações de Cambefort Modificadas: a) Primeira Relação; e b) Segunda Relação (fonte: MASSAD, 2010). .....	81
Figura 2.12 – Curva carga-recalque teórica no topo (fonte: adaptado de MASSAD, 1995). .....	81
Figura 2.13 – Estaca com atrito lateral unitário constante. Meio semi-infinito, homogêneo, elástico ideal (adaptado de GEDDES, 1966). .....	83
Figura 2.14 – Solução para o cálculo do acréscimo de tensões no solo causado por uma estaca. No ábaco, $C_s$ corresponde a $K_{zz}$ , símbolo adotado no presente trabalho (fonte: adaptado de MARTINS, 1945; GRILLO, 1948). .....	84

Figura 2.15 – Estaca com atrito lateral unitário linearmente crescente com a profundidade. Meio semi-infinito, homogêneo, elástico ideal (adaptado de GEDDES, 1966).....	85
Figura 2.16 – Instrumentação típica utilizada para estudo de transferência de carga (NIYAMA et al., 1998).....	91
Figura 2.17 – Deflectômetros mecânicos apoiados em viga de referência, sendo um para medição do deslocamento do topo da estaca e os outros três, para <i>telltales</i> (fonte: cedido à pesquisadora). ....	92
Figura 2.18 – Figuras esquemáticas de um <i>strain gage</i> , visto de cima e lateralmente. O tipo usual atualmente no Brasil é o KFG-2-120-D16-11 (fonte: adaptado de KYOWA, 2015). ....	93
Figura 2.19 – Transdutor de deslocamento (LVDT) usado para medir deslocamento (fonte: cedido à pesquisadora). ....	94
Figura 2.20 – Célula de pressão total, instalada na extremidade inferior da armação da estaca. Observa-se que foi executado um cone de concreto abaixo da célula, para evitar que fiquem vazios sob a ponta da estaca após sua instalação (fonte: GEOKON, 2017).....	95
Figura 2.21 – Seção de referência (fonte: ALBUQUERQUE et al., 2006).....	99
Figura 2.22 – Instalação de três células expansivas em armação de estaca moldada in loco tipo “estacão” (fonte: cedido à pesquisadora). ....	101
Figura 2.23 – Esquema ilustrativo do funcionamento do ensaio bidirecional, com indicação dos trechos da estaca <i>I</i> e <i>II</i> (fonte: adaptado de FUGRO LOADTEST, 2019a). ....	101
Figura 2.24 – Analogia entre a abertura da expancell no ensaio bidirecional e a penetração do piezocone: a) forças atuantes durante o ensaio bidirecional (fonte: da própria pesquisadora), e b) medidas de pressão neutra e resistência de ponta do ensaio piezocone (fonte: SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).....	103
Figura 2.25 – Comparação dos custos de uma prova de carga estática convencional <i>versus</i> um ensaio bidirecional (fonte: adaptado de ENGLAND, 2003).....	111
Figura 2.26 – Distribuição da carga - a) carregamento a partir do topo; e b) ensaio bidirecional (fonte: MASSAD, 2015).....	116
Figura 2.27 – Ábacos para cargas ascendentes – Ensaio bidirecional (fonte: MASSAD, 2015).....	117
Figura 2.28 – Ilustração de resultado típico de ensaio bidirecional (fonte: adaptado de FELLENIUS, 2019, sendo os dados de SILVA, 1983).....	118
Figura 2.29 – Método "tradicional" para a construção da curva carga-recalque equivalente (fonte: adaptado de OSTERBERG, 1995). ....	120

Figura 2.30 – Comparação entre a curva carga-recalque da prova de carga estática convencional <i>versus</i> a curva equivalente do ensaio bidirecional, estimada pelo Método de England (fonte: adaptado de ENGLAND; CHEESMAN, 2009).....	121
Figura 2.31 – Curvas equivalentes para o topo da estaca – Estacas ômega PCE-02 e PCE-07 (fonte: adaptado de FELLENIUS, 2014a). .....	123
Figura 2.32 – Curvas esquemáticas do ensaio bidirecional - movimentos para cima medidos no topo da célula (fonte: adaptado de MASSAD, 2015). .....	124
Figura 2.33 – Curvas esquemáticas do ensaio bidirecional - movimentos para cima medidos no topo da estaca (fonte: adaptado de MASSAD, 2015). .....	124
Figura 2.34 – Ensaio Bidirecional - Estaca Hélice Contínua E-46A (fonte: DADA; MASSAD, 2018b). .....	127
Figura 2.35 – Estaca E-46 – Resultados da prova de carga estática convencional e curva simulada através do Método das Duas Retas (fonte: adaptado de MASSAD, 2015; DADA; MASSAD, 2018b).....	127
Figura 2.36 – Comparação entre as curvas carga-recalque no topo. Como a estaca é compressível, a curva de melhor ajuste é aquela que considera o encurtamento elástico da estaca. (fonte: adaptado de MASSAD, 2015; DADA; MASSAD, 2018b).....	129
Figura 3.1 – Resultados de acréscimos de carga ( $\Delta Q_{p,f} / Q_p$ ) em função de $L/r$ , $\alpha$ e $\beta$ , considerando a solução elástica de Martins (1945), adotada por Vargas (1977, 1978). Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme as Tabelas 3.1 e 3.2. ....	136
Figura 3.2 – Resultados de acréscimos de carga ( $\Delta Q_{p,f} / Q_p$ ) em função de $L/r$ , $\alpha$ e $\beta$ , considerando a solução elástica de Geddes (1966) com $\nu = 0,3$ e $f$ uniforme. Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme as Tabelas 3.1 e 3.2. ....	137
Figura 3.3 – Resultados de acréscimos de carga ( $\Delta Q_{p,f} / Q_p$ ) em função de $L/r$ , $\alpha$ e $\beta$ , considerando a solução elástica de Geddes (1966) com $\nu = 0,3$ e $f$ linearmente crescente. Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme as Tabelas 3.1 e 3.2. ....	137
Figura 3.4 – Resultados de acréscimos de carga na ponta, em relação à carga total da estaca ( $\Delta Q_{p,f} / P_o$ ), para estacas de atrito e de ponta. Solução elástica de Geddes (1966) com $\nu = 0,3$ e $f$ linearmente crescente. Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme as Tabelas 3.1 e 3.2.....	139
Figura 3.5 – Resultados de alívios de carga ( $\Delta Q_{p,f} / Q_p$ ) para estacas submetidas ao ensaio bidirecional, considerando a solução elástica de Martins (1945),	

adotada por Vargas (1977, 1978). Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme a Tabela 3.4. ....	142
Figura 3.6 – Resultados de alívios de carga ( $\Delta Q_{p,f}/ Q_p$ ) para estacas submetidas ao ensaio bidirecional, considerando a solução elástica de Geddes (1966) com $\nu = 0,3$ e $f$ uniforme. Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme a Tabela 3.4. ....	142
Figura 3.7 – Resultados de alívios de carga ( $\Delta Q_{p,f}/ Q_p$ ) para estacas submetidas ao ensaio bidirecional, considerando a solução elástica de Geddes (1966) com $\nu = 0,3$ e $f$ linearmente crescente. Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme a Tabela 3.4. ....	143
Figura 4.1 – Resultados típicos do ensaio bidirecional e modelos de aproximações matemáticas que podem ser adotadas para as curvas. $L_I$ é o comprimento do fuste da estaca, até o nível da expandcell, e $L_{II}$ é o da "ponta fictícia".....	147
Figura 4.2. Estaca carregada axialmente, adotando-se parâmetros do solo obtidos a partir do ensaio bidirecional. Simulação de aplicação de carga no topo para construção da curva $P_o-y_o$ .....	149
Figura 4.3 – Carregamento no topo da estaca: a) cargas e deslocamentos, destaque ao elemento $i$ ; b) diagrama de transferência de carga ao longo do fuste; c) função de transferência de carga do atrito, no nível do elemento $i$ , observando-se a influência da carga de ponta no deslocamento. ....	150
Figura 4.4 – Ensaio bidirecional: a) cargas e deslocamentos no fuste, destaque ao elemento $i$ ; b) diagrama de transferência de carga ao longo do fuste; c) função de transferência de carga do atrito, no nível do elemento $i$ .....	150
Figura 4.5 – Indicação esquemática do "centro de compressão", para uma estaca submetida ao ensaio bidirecional. ....	151
Figura 4.6 – Estaca submetida ao ensaio bidirecional. Deslocamento no centro de compressão: $y_f$ .....	152
Figura 4.7 – Simulação de carga aplicada no topo (prova de carga convencional), a partir do ensaio bidirecional. Deslocamento no centro de compressão: $y_{f,corr}$ .....	153
Figura 5.1 – Planta de locação das estacas estudadas (E-106 e E-244), com indicação das sondagens próximas – Pátio do Oratório, São Paulo. ....	158
Figura 5.2 – Corte A-A (Figura 5.1): Perfil geológico-geotécnico do estação E-106. Os algarismos 3 e 4 indicam, respectivamente, as Formações S. Paulo e Resende. ....	159
Figura 5.3 – Obra do Pátio do Oratório do Metrô – Resultados do ensaio bidirecional no estação E-106. ....	161

Figura 5.4 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional – Estação E-106.....	162
Figura 5.5 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estação E-106.....	162
Figura 5.6 – Estação E-106: Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e através das formulações de Fleming.....	163
Figura 5.7 – Estação E-106: Aplicação do Modelo de Coyle-Reese para construção da curva equivalente x Método de Massad.....	164
Figura 5.8 – Corte B-B (Figura 5.1): Perfil geológico-geotécnico inferido a partir das sondagens próximas ao estação E-244.....	165
Figura 5.9 – Obra do Pátio do Oratório do Metrô – Resultados do ensaio bidirecional no estação E-244.....	166
Figura 5.10 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional – Estação E-244.....	167
Figura 5.11 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estação E-244.....	168
Figura 5.12 – Estação E-244: Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e através das formulações de Fleming.....	168
Figura 5.13 – Estação E-244: Aplicação do Modelo de Coyle-Reese para construção da curva equivalente x Método de Massad.....	169
Figura 5.14 – Perfil geológico-geotécnico inferido – Estaca E-B3 – Rio de Janeiro.....	170
Figura 5.15 – Geometria da estaca raiz E-B3, Rio de Janeiro.....	171
Figura 5.16 – Obra do Rio de Janeiro – Resultados do ensaio bidirecional na estaca E-B3.....	171
Figura 5.17 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através do resultado do ensaio bidirecional – Estaca E-B3.....	172
Figura 5.18 – Ensaio de carregamento dinâmico – Impedância e atrito lateral unitário (estaca E-B3).....	173
Figura 5.19 – Curvas simuladas por análise numérica através do CAPWAP e pelo Modelo de Coyle-Reese (1966) – Estaca E-B3.....	174
Figura 5.20 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estaca E-B3.....	174
Figura 5.21 – Estaca E-B3: Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e	

através das formulações de Fleming x Curva estimada através dos resultados do ensaio dinâmico. ....	176
Figura 5.22 – Estaca E-B3: Aplicação do Modelo de Coyle-Reese para construção da curva equivalente x Método de Massad. ....	176
Figura 5.23 – Perfis de subsolo próximo às estacas PC-02 e PC-07 (fonte: adaptado de FELLENIUS, 2014a). ....	177
Figura 5.24 – Ensaio Bidirecional - Estaca Ômega PC-02.....	178
Figura 5.25 – Ensaio Bidirecional - Estaca Ômega PC-07.....	178
Figura 5.26 – Estaca ômega PC-02: Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através do resultado do ensaio bidirecional. ....	179
Figura 5.27 – Estaca ômega PC-07: Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através do resultado do ensaio bidirecional. ....	180
Figura 5.28 – Estaca ômega PC-02: Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e através das formulações de Fleming. Comparação com a curva obtida por Fellenius (2014a).....	180
Figura 5.29 – Estaca ômega PC-02: Aplicação do Modelo de Coyle-Reese para construção da curva equivalente x Método de Massad x Método de Fellenius (2014a).....	181
Figura 5.30 – Estaca ômega PC-07: Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e através das formulações de Fleming. Comparação com a curva obtida por Fellenius (2014a).....	181
Figura 5.31 – Estaca ômega PC-07: Aplicação do Modelo de Coyle-Reese para construção da curva equivalente x Método de Massad. ....	182
Figura 5.32. Geometria do estação "Pile 1" e perfil esquemático do subsolo inferido a partir da sondagem próxima (comprimentos em metro). ....	184
Figura 5.33. Obra do estado de SP, Estação "Pile 1". a) Resultados da prova de carga estática convencional; b) Resultados do ensaio bidirecional (fonte: dados obtidos em De Mello et al., 2015).....	185
Figura 5.34 – Estação Pile 1: Curvas equivalentes do ensaio bidirecional, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e através das formulações de Fleming x Curva da prova de carga estática convencional. ....	186
Figura 5.35 – Estação Pile 1: Aplicação do modelo de Coyle-Reese para obtenção da curva equivalente x Método de Massad. ....	187

Figura 5.36 – Planta de localização das sondagens e das seis estacas do tipo hélice contínua estudadas, submetidas ao ensaio bidirecional. Indicação dos Perfis A-A e B-B.....	188
Figura 5.37 – Perfil aproximado geológico-geotécnico A-A, inferido a partir das sondagens, com indicação das estacas PCE05 e PCE08.....	188
Figura 5.38 – Perfil geológico-geotécnico A-A, inferido a partir das sondagens, com indicação das estacas PCE03 e PCE04.....	189
Figura 5.39 – Perfil geológico-geotécnico B-B, inferido a partir das sondagens, com indicação das estacas PCE06 e PCE07.....	189
Figura 5.40 – Estaca PCE03: Resultados do ensaio bidirecional.....	191
Figura 5.41 – Estaca PCE04: Resultados do ensaio bidirecional.....	191
Figura 5.42 – Estaca PCE05: Resultados do ensaio bidirecional.....	192
Figura 5.43 – Estaca PCE06: Resultados do ensaio bidirecional.....	192
Figura 5.44 – Estaca PCE07: Resultados do ensaio bidirecional.....	192
Figura 5.45 – Estaca PCE08: Resultados do ensaio bidirecional.....	193
Figura 5.46 – Estaca PCE03: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.....	194
Figura 5.47 – Estaca PCE04: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.....	194
Figura 5.48 – Estaca PCE05: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.....	194
Figura 5.49 – Estaca PCE06: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.....	194
Figura 5.50 – Estaca PCE07: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.....	195
Figura 5.51 – Estaca PCE08: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.....	195
Figura 5.52 – Estaca PCE03: Curvas equivalentes.....	197
Figura 5.53 – Estaca PCE04: Curvas equivalentes.....	197
Figura 5.54 – Estaca PCE05: Curvas equivalentes.....	197

Figura 5.55 – Estaca PCE06: Curvas equivalentes. ....	197
Figura 5.56 – Estaca PCE07: Curvas equivalentes. ....	198
Figura 5.57 – Estaca PCE08: Curvas equivalentes. ....	198
Figura 5.58 – Análises paramétricas para a avaliação da sensibilidade de $y_o$ , estimado através do ensaio bidirecional, em função de $c'=1-c$ . a) Estaca PCE03; b) Estaca PCE04.....	200
Figura 5.59 – Análises paramétricas para a avaliação da sensibilidade de $y_o$ , estimado através do ensaio bidirecional, em função de $c'=1-c$ . a) Estaca PCE05; b) Estaca PCE06.....	200
Figura 5.60 – Análises paramétricas para a avaliação da sensibilidade de $y_o$ , estimado através do ensaio bidirecional, em função de $c'=1-c$ . a) Estaca PCE07; b) Estaca PCE08.....	200



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores de $F1$ e $F2$ , considerando os de Aoki e Velloso (1975) e demais contribuições para outros tipos de estacas (fonte: adaptado de CINTRA e AOKI, 2010). .....	46
Tabela 2.2 – Valores de $K_{AV}$ e $\alpha_{AV}$ (fonte: AOKI; VELLOSO, 1975). .....	47
Tabela 2.3 – Valores do coeficiente $K_{DQ}$ em função do tipo de solo (fonte: adaptado de DÉCOURT; QUARESMA, 1978). .....	48
Tabela 2.4 – Valores do coeficiente $\alpha_{DQ}$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo (fonte: adaptado de DÉCOURT, 2016). .....	48
Tabela 2.5 – Valores do coeficiente $\beta_{DQ}$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo (fonte: adaptado de DÉCOURT, 2016). .....	48
Tabela 2.6 – Fatores $\beta_1$ e $\beta_2$ (fonte: adaptado de CABRAL, 1986 <i>apud</i> VELLOSO e LOPES, 2011). .....	49
Tabela 2.7 – Valor de $K_{BG}$ (fonte: adaptado de BUSTAMANTE e GIANESELLI, 1998).....	50
Tabela 2.8 – Características dos solos apontados na Figura 2.1 (fonte: adaptado de BUSTAMANTE; GIANESELLI, 1998). .....	51
Tabela 2.9 – Coeficiente $\beta_{Al}$ em função do tipo de solo (fonte: adaptado de ALONSO, 1996b). .....	53
Tabela 2.10 – Coeficientes $B1$ e $B2$ em função do tipo de solo (fonte: adaptado de ANTUNES; CABRAL, 1996).....	54
Tabela 2.11 – Soluções de $K_{zz}$ para a tensão vertical na região da ponta da estaca, devido à carga de atrito lateral, considerando a Teoria da Elasticidade e a integração das equações de Mindlin (1936) (fonte: da própria pesquisadora).....	86
Tabela 2.12 – Valores de $\alpha_E$ em função da natureza do agregado do concreto (fonte: adaptado de NBR 6118, ABNT, 2014). .....	99
Tabela 2.13 – Formas de carregamento e dados das estacas obtidos através de cada tipo de prova de carga (fonte: da própria pesquisadora).....	112
Tabela 2.14 – Estacas hélice contínua executadas em Belo Horizonte e apresentadas por Alonso e Silva (2000) – Informações gerais das estacas e parâmetros calculados (fonte: adaptado de MASSAD, 2015; DADA; MASSAD, 2018b).....	126
Tabela 2.15 – Aplicação do Método de Massad à Estaca E-46A (fonte: MASSAD, 2015; DADA; MASSAD, 2018b). .....	128

Tabela 3.1 – Estacas submetidas à prova de carga estática convencional: Parâmetros $L/r$ ; $\alpha$ e $\beta$ .	134
Tabela 3.2 – Estacas submetidas ao ensaio de carregamento dinâmico: Parâmetros $L/r$ ; $\alpha$ e $\beta$ .	135
Tabela 3.3 – Valores de $K_{zz}$ obtidos para o eixo vertical da estaca, na profundidade referente a $m=z/L = 1,05$ .	136
Tabela 3.4 – Estacas estudadas, submetidas ao ensaio bidirecional: Parâmetros $L/r$ e $\alpha$ .	140
Tabela 5.1 – Estudos de caso – Informações gerais das estacas.	155
Tabela 5.2 – Estudos de caso – Dados e parâmetros resultantes para o trecho $I$ (fuste) das estacas.	156
Tabela 5.3 – Resultados de $c$ e $c'=1-c$ : estimados através da distribuição de $f_{ult}$ por métodos semiempíricos; e equivalentes de medidas diretas do ensaio bidirecional.	198
Tabela 5.4 – Valores adotados para os coeficientes de $c$ e $c'$ no estudo de sensibilidade.	199
Tabela 5.5. Atrito lateral máximo do ensaio bidirecional ( $A_l$ ensaio) e atrito lateral último estimado ( $A_{l,ult}$ ).	203

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a$	Constante arbitrária
$a'$	Constante arbitrária
$A$	Parâmetro da 2ª Lei de Cambefort
$A_l$	Carga de atrito lateral total da estaca
$A_{l,ult}$	Carga de atrito lateral total último da estaca
$b$	Constante arbitrária
$b'$	Constante arbitrária
$B_1$	Coefficiente que depende do tipo de solo, referente ao Método de Antunes-Cabral
$B_2$	Coefficiente que depende do tipo de solo, referente ao Método de Antunes-Cabral
$c$	Coefficiente de Leonards e Lovell (1979)
$c'$	Parâmetro correlato do coeficiente $c$ de Leonards e Lovell (1979)
$c_a$	Adesão solo-estaca (condição não drenada)
$c'_a$	Adesão solo-estaca (condição drenada)
$c',eq$	Valor equivalente médio de $c'$ , obtido a partir de medidas diretas dos encurtamentos elásticos no ensaio bidirecional
$C_1$	Intercepto do eixo das ordenadas
$C_2$	Coefficiente angular
$D$	Diâmetro da seção transversal da estaca
$D_b$	Diâmetro da ponta da estaca
$E_b$	Módulo de elasticidade do solo sob a ponta da estaca
$E'_b$	Módulo de elasticidade do solo sob a ponta da estaca, considerando a “ponta fictícia”
$E_c$	Módulo de elasticidade da estaca em compressão
$E_{conc}$	Módulo de elasticidade do concreto

$E_r$	Módulo de elasticidade da rocha
$E_s$	Módulo de elasticidade do solo
$f$	Atrito lateral unitário ao longo do fuste da estaca por unidade de área
$F1$	Fator de correção para o efeito de escala e para a influência do método executivo da estaca
$F2$	Fator de correção para o efeito de escala e para a influência do método executivo da estaca
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_i$	Atrito lateral unitário ao longo do elemento $i$ da estaca
$f_{med}$	Atrito lateral unitário médio
$f_{res}$	Atrito lateral unitário residual
$f_s$	Atrito lateral unitário medido com o torque do ensaio SPT-T
$f_u$	Ver $f_{ult}$
$f_{ult}$	Atrito lateral unitário último ao longo do fuste da estaca por unidade de área
$G_b$	Módulo de cisalhamento do solo da ponta
$G_s$	Módulo de cisalhamento do solo
$G_s(L)$	Módulo de cisalhamento do solo na profundidade $L$
$G_s(L/2)$	Módulo de cisalhamento do solo na profundidade $L/2$
$h$	Profundidade do ponto de aplicação da carga
$h$	Comprimento da estaca nos ábacos de Leonards e Lovell (1979) e Massad (2015)
$h_{SPT}$	Penetração total do amostrador SPT
$i$	Elemento arbitrário da estaca
$I_{ij}$	Fator de influência de Mindlin, para o deslocamento vertical do elemento $i$ devido à tensão de cisalhamento no elemento $j$

$I_{ip}$	Fator de influência de Mindlin, para o deslocamento vertical do elemento $i$ devido à tensão uniforme na ponta
$I_y$	Fator de influência de Mindlin para deslocamento vertical devido a uma carga pontual vertical
$I_\sigma$	Fator de influência de Mindlin para tensão vertical devido a uma carga pontual vertical
$j$	Elemento arbitrário da estaca, dividida em $n$ elementos iguais
$k$	Rigidez relativa do sistema estaca-solo do fuste
$K_{AV}$	Coeficiente que correlaciona a resistência de ponta do ensaio CPT com o $N_{SPT}$ , sendo função do tipo de solo, referente ao Método de Aoki-Velloso
$K_{BG}$	Coeficiente que depende do ensaio de campo executado, referente ao Método de Bustamante-Gianeselli
$K_{DQ}$	Coeficiente em função do tipo de solo, referente ao Método de Décourt-Quaresma
$K_E$	Coeficiente de Fleming (1992), equivalente ao $c$ de Leonards e Lovell (1979)
$K_{E2}$	Coeficiente de England (2005), análogo ao $K_E$ , referente apenas ao trecho $I$ da estaca
$K_r$	Rigidez da estaca como peça estrutural
$K_s$	Coeficiente de empuxo do solo
$K_{zz}$	Fator de influência para a tensão vertical no ponto de interesse, devido à carga de atrito lateral
$L$	Comprimento da estaca embutido
$L_I$	Comprimento do trecho $I$ da estaca (acima da expancell)
$L_{II}$	Comprimento do trecho $II$ da estaca (abaixo da expancell)
$m$	Fator de profundidade igual a $z/L$

$M_s$	Fator de flexibilidade adimensional
$n$	Quantidade total de elementos em que a estaca foi subdividida
$N_{SPT}$	Índice de resistência à penetração do SPT, na referida profundidade (golpes/ 30 cm)
$N_{SPT,méd}$	Média entre o valor de $N_{SPT}$ correspondente ao nível de referência, o imediatamente superior e o imediatamente inferior.
$p$	Pressão de injeção
$p_j$	Tensão de cisalhamento atuante no elemento $j$
$P$	Carga vertical pontual/ Carga axial transferida pelo fuste da estaca
$P_o$	Carga axial atuante no topo da estaca
$P_{o,rupt}$	Carga axial de ruptura, aplicada no topo da estaca. Equivalente à $Q_{ult}$
$P_{cell}$	Carga axial aplicada pela expancell a cada um dos trechos da estaca
$P_i$	Força transferida pela estaca, atuante na base do elemento $i$ da estaca
$P_{i-1}$	Força transferida pela estaca, atuante no topo do elemento $i$ da estaca
$P_h$	Carga residual na ponta da estaca
$q_p$	Reação de ponta/ resistência de ponta da estaca, tensão uniforme
$q_{p,ult}$	Resistência de ponta última da estaca por unidade de área
$Q_{ult}$	Capacidade de carga da estaca/ Carga resistente última/ Carga de ruptura
$Q_p$	Carga de ponta da estaca
$Q_{p,ult}$	Resultante da resistência de ponta última da estaca
$Q'_p$	Carga de ponta total no ensaio bidirecional (ponta real ou fictícia), associada a $y'_p$
$R$	Parâmetro da 2ª Lei de Cambefort

$R_1$	Distância conforme indicado na referida figura
$R_2$	Distância conforme indicado na referida figura
$r$	Raio da seção transversal da estaca
$r_b$	Raio da ponta da estaca
$r_m$	Raio mágico, que corresponde ao raio de influência limite das tensões de cisalhamento no solo, devido ao carregamento de uma estaca
$r_p$	Ver $q_p$ .
$R_p$	Ver $q_p$ ; $r_p$ .
$r_{p,ult}$	Ver $q_{p,ult}$ .
$r'_{p,ult}$	Reação de ponta última, correspondente à ponta fictícia
$S$	Área da seção transversal da estaca
$s_u$	Resistência não drenada da argila
$T_{máx}$	Valor do torque máximo medido no ensaio SPT-T
$T_{mín}$	Valor do torque mínimo medido no ensaio SPT-T
$W$	Peso da estaca
$W_{sub}$	Peso submerso da estaca
$x$	Distância horizontal, em relação ao eixo vertical de aplicação da carga
$y$	Deslocamento vertical da estaca
$y_o$	Deslocamento (recalque) medido no topo da estaca
$y_{o,rupt}$	Deslocamento (recalque) no topo da estaca referente ao instante da ruptura
$y_1$	Deslocamento correspondente ao esgotamento do atrito lateral (" <i>quake</i> do fuste")
$y_2$	Deslocamento correspondente ao esgotamento da resistência de ponta (" <i>quake</i> da ponta")
$y_f$	Deslocamento a meia altura do fuste da estaca
$y_{f,corr}$	Deslocamento a meia altura do fuste da estaca, corrigido para carregamento no topo

$\bar{y}_i$	Deslocamento no ponto médio do elemento $i$ da estaca
$y_p$	Deslocamento (recalque) da ponta da estaca
$y'_p$	Deslocamento ascendente do topo da estaca, referente ao ensaio bidirecional
$y_s$	Deslocamento vertical do solo
$y_{s,i}$	Deslocamento vertical do solo adjacente ao elemento $i$
$z$	Profundidade
$\alpha$	Fator adimensional do <i>Método <math>\alpha</math></i>
$\alpha$	Coeficiente de Vargas que correlaciona $A_l$ e $Q_p$
$\alpha_{Al}$	Coeficiente para o atrito, em função do tipo da estaca, referente ao Método de Alonso
$\alpha_{AV}$	Razão de atrito, sendo função do tipo de solo, referente ao Método de Aoki-Velloso
$\alpha_{BG}$	Resistência do solo na região da ponta da estaca, referente ao Método de Bustamante-Gianeselli
$\alpha_{DQ}$	Coeficiente de minoração da resistência de ponta, para outros tipos de estacas em relação à padrão (pré-moldada), referente ao Método de Décourt-Quaresma
$\alpha_E$	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade do concreto
$\alpha_i$	Parâmetro para obtenção do módulo de elasticidade secante do concreto
$\beta$	Coeficiente de Bjerrum-Burland, ou coeficiente de proporcionalidade de tensão efetiva
$\beta$	Coeficiente de Poulos e Davis: proporção da carga axial, aplicada no topo da estaca, transferida para a ponta
$\beta_{o,Cab}$	Fator que depende do diâmetro da estaca e da pressão de injeção, referente ao Método de Cabral



$\beta_{1,Cab}$	Fator que depende do tipo de solo, referente ao Método de Cabral
$\beta_{2,Cab}$	Fator que depende do tipo de solo, referente ao Método de Cabral
$\beta_{Al}$	Coeficiente que depende do tipo de solo, referente ao Método de Alonso
$\beta_{DQ}$	Coeficiente de minoração ou majoração do atrito lateral, para outros tipos de estacas em relação à padrão (pré-moldada), referente ao Método de Décourt-Quaresma
$\delta$	Ângulo de atrito na interface solo-estaca
$\Delta e$	Encurtamento elástico da estaca
$\Delta e_{Al}$	Encurtamento elástico da estaca devido à carga de atrito lateral
$\Delta e_{Qp}$	Encurtamento elástico da estaca devido à carga de ponta
$\Delta L_i$	Comprimento do elemento $i$ da estaca
$\Delta P_i$	Carga devida ao atrito lateral no elemento $i$ da estaca
$\Delta Q_{p,f}$	Acréscimo de carga na ponta da estaca devido à carga de atrito lateral
$\Delta y_{p,f}$	Acréscimo de recalque na ponta da estaca devido à carga de atrito lateral
$\Delta \sigma_{p,f}$	Acréscimo de tensão vertical na ponta da estaca devido à carga de atrito lateral
$\varepsilon$	Deformação específica
$\lambda$	Razão de rigidez solo-estaca
$\mu$	Fator de majoração do atrito lateral devido a $P_h$ ( $\mu = 1 + P_h / A_{l,ult}$ )
$\nu$	Coeficiente de Poisson do solo
$\nu_b$	Coeficiente de Poisson do solo sob a ponta da estaca
$\nu_r$	Coeficiente de Poisson da rocha

$\rho$	Fator de heterogeneidade do subsolo
$\sigma_n$	Tensão normal à interface
$\sigma_z$	Tensão vertical do solo
$\sigma_v$	Tensão vertical do solo
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva do solo
$\tau_s$	Tensão de cisalhamento na interface solo-fuste
$\xi$	Parâmetro de Randolph e Wroth que considera o caso de estaca de ponta
$\zeta$	Parâmetro de Randolph e Wroth que correlaciona o raio mágico ( $r_m$ ) e o raio de uma estaca ( $r$ )

# SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>31</b>
<b>1.1</b>	<b>OBJETIVOS.....</b>	<b>33</b>
<b>1.2</b>	<b>JUSTIFICATIVA .....</b>	<b>34</b>
<b>1.3</b>	<b>METODOLOGIA DA PESQUISA .....</b>	<b>35</b>
<b>1.4</b>	<b>ESTRUTURAÇÃO DO TEXTO .....</b>	<b>36</b>
<b>2.</b>	<b>CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>39</b>
<b>2.1</b>	<b>FUNDAÇÕES PROFUNDAS: ESTACAS .....</b>	<b>39</b>
<b>2.1.1</b>	<b>Generalidades das Estacas Moldadas in Loco .....</b>	<b>39</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Capacidade de Carga de Estacas.....</b>	<b>41</b>
2.1.2.1	Conceitos Básicos .....	42
2.1.2.2	Métodos de Cálculo Semiempíricos .....	45
2.1.2.2.1	<i>Método de Aoki e Velloso .....</i>	<i>45</i>
2.1.2.2.2	<i>Método de Décourt e Quaresma .....</i>	<i>47</i>
2.1.2.2.3	<i>Método de Cabral .....</i>	<i>49</i>
2.1.2.2.4	<i>Método de Bustamante e Gianceselli .....</i>	<i>50</i>
2.1.2.2.5	<i>Método de Alonso.....</i>	<i>52</i>
2.1.2.2.6	<i>Método de Antunes e Cabral .....</i>	<i>53</i>
2.1.2.3	Métodos através da Curva Carga-Recalque .....	54
<b>2.1.3</b>	<b>Previsão da Curva Carga-Recalque .....</b>	<b>56</b>
2.1.3.1	Solução de Mindlin – Força Pontual no Interior de um Sólido.....	57
2.1.3.2	Contribuição de Vesic.....	59
2.1.3.3	Encurtamento Elástico de Estacas .....	63
2.1.3.4	Modelos de Previsão da Curva Carga-Recalque .....	65
2.1.3.4.1	<i>Modelos baseados em funções de transferência de carga .....</i>	<i>66</i>
2.1.3.4.2	<i>Modelos baseados na Teoria da Elasticidade (sólido elástico) .....</i>	<i>67</i>
2.1.3.4.3	<i>Modelos numéricos.....</i>	<i>70</i>
2.1.3.4.4	<i>Modelos baseados nos diagramas de transferência da carga .....</i>	<i>70</i>
2.1.3.5	Modelo de Coyle-Reese .....	71
2.1.3.6	Modelo de Randolph e Wroth.....	75
2.1.3.7	Modelo de Fleming.....	78

2.1.3.7.1	<i>Particularidade para estacas escavadas</i> .....	80
2.1.3.8	Modelo de Massad .....	80
<b>2.1.4</b>	<b>Influência do Atrito Lateral na Ponta de Estaca Carregada pelo Topo</b> .....	<b>82</b>
2.1.4.1	Carga na Ponta devida ao Atrito Lateral – Teoria da Elasticidade .....	82
2.1.4.2	Carga na Ponta devida ao Atrito Lateral – Estudo de Vargas .....	85
2.1.4.3	Carga na Ponta devida ao Atrito Lateral – Considerações Adicionais.....	88
<b>2.2</b>	<b>TIPOS DE PROVAS DE CARGA</b> .....	<b>89</b>
<b>2.2.1</b>	<b>Prova de Carga Estática Convencional</b> .....	<b>89</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Ensaio de Carregamento Dinâmico</b> .....	<b>90</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Prova de Carga Estática Bidirecional ou Ensaio Bidirecional</b> .....	<b>91</b>
<b>2.2.4</b>	<b>Prova de Carga Instrumentada em Profundidade</b> .....	<b>91</b>
2.2.4.1	Deflectômetros.....	92
2.2.4.2	Extensômetro Elétrico – <i>Strain Gage</i> .....	92
2.2.4.3	LVDT .....	93
2.2.4.4	<i>Telltale</i> .....	94
2.2.4.5	Célula de Pressão Total.....	95
2.2.4.6	Como Interpretar Dados de Instrumentação .....	96
2.2.4.6.1	<i>Obtenção do Módulo de Elasticidade da Estaca</i> .....	98
<b>2.3</b>	<b>O ENSAIO BIDIRECIONAL</b> .....	<b>100</b>
<b>2.3.1</b>	<b>Descrição do Ensaio</b> .....	<b>100</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Metodologia Executiva</b> .....	<b>104</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Histórico do Ensaio e Recordes de Carga</b> .....	<b>107</b>
<b>2.3.4</b>	<b>Vantagens e Desvantagens</b> .....	<b>109</b>
<b>2.3.5</b>	<b>Interrupção Prematura do Ensaio</b> .....	<b>113</b>
<b>2.3.6</b>	<b>Encurtamento Elástico Durante o Ensaio Bidirecional</b> .....	<b>116</b>
<b>2.3.7</b>	<b>Métodos de Interpretação – Curva Equivalente</b> .....	<b>118</b>
2.3.7.1	Método de Elísio-Osterberg ou "Método Tradicional".....	119
2.3.7.2	Método de England (2005; 2009).....	120
2.3.7.3	Método de Fellenius (2014a) .....	122
2.3.7.4	Método de Massad (2015) .....	123
2.3.7.5	Outros Métodos .....	129
<b>2.3.8</b>	<b>Alívio de tensões na região da ponta</b> .....	<b>132</b>

<b>3.</b>	<b>CAPÍTULO 3 – AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO LEVANTAMENTO DO FUSTE NA REGIÃO DA PONTA.....</b>	<b>133</b>
3.1	INFLUÊNCIA DO ATRITO LATERAL NA PONTA (CARGA NO TOPO).....	133
3.2	ALÍVIO DE TENSÕES RESULTANTE NA PONTA (ENSAIO BIDIRECIONAL).....	140
<b>4.</b>	<b>CAPÍTULO 4 – PROPOSIÇÃO DE DOIS NOVOS MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS BIDIRECIONAIS.....</b>	<b>145</b>
4.1	APLICAÇÃO DAS FORMULAÇÕES DE FLEMING.....	145
4.2	MÉTODO BASEADO NO MODELO DE COYLE-REESE .....	146
4.2.1	Refinamento do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese .....	149
<b>5.</b>	<b>CAPÍTULO 5 – ESTUDOS DE CASOS .....</b>	<b>155</b>
5.1	OBRA A – ESTACÕES DO METRÔ DE SÃO PAULO .....	158
5.1.1	Estação E-106.....	158
5.1.2	Estação E-244.....	165
5.2	OBRA B – ESTACA RAIZ NO RIO DE JANEIRO.....	170
5.3	OBRA C – ESTACAS ÔMEGA EM SÃO PAULO .....	177
5.4	OBRA D – ESTACÃO NO INTERIOR DE SP.....	183
5.5	OBRA E – ESTACAS HÉLICE EM SÃO PAULO.....	187
5.6	ANÁLISE GERAL DOS RESULTADOS .....	202
<b>6.</b>	<b>CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES .....</b>	<b>207</b>
6.1	SOBRE AS TÉCNICAS EXECUTIVAS E OS DADOS OBTIDOS NO ENSAIO .....	207
6.2	SOBRE OS MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO.....	208
6.3	SOBRE OS RESULTADOS DOS ESTUDOS DE CASOS .....	208
6.4	SOBRE O ALÍVIO DE TENSÕES NA PONTA DA ESTACA .....	209

<b>6.5</b>	<b>SOBRE DIFERENTES TIPOS DE ENSAIOS NA MESMA ESTACA .....</b>	<b>210</b>
<b>6.6</b>	<b>SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....</b>	<b>210</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>211</b>
	<b>GLOSSÁRIO.....</b>	<b>223</b>
	<b>APÊNDICE A – Estacas moldadas in loco: generalidades .....</b>	<b>225</b>
	<b>APÊNDICE B – Análise dos dados de Seol e Jeong .....</b>	<b>227</b>
	<b>APÊNDICE C – Estudos de casos: tabelas.....</b>	<b>239</b>
	<b>ANEXO A – Boletins individuais de sondagem .....</b>	<b>275</b>

## CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

A execução de provas de carga em estacas é de extrema importância para a verificação de sua capacidade de carga e desempenho em termos de recalques, sendo, em muitos casos, obrigatórias, conforme a NBR 6122 da ABNT (2010).

O ensaio bidirecional é um tipo de prova de carga estática e vem sendo cada vez mais utilizado em obras, tanto no Brasil, quanto no exterior. Foi inventado pelo brasileiro Pedro Elísio da Silva (SILVA, 1983, 1986), introduzindo a técnica no mercado de construção civil nacional. O americano Osterberg (1989) também é um dos precursores do ensaio, sendo que patenteou e divulgou o produto, ganhando popularidade internacionalmente.

Para a execução do ensaio bidirecional, uma ou mais células expansivas (expansells ou O-cells) são instaladas, em geral, junto à ponta da estaca. As células são expandidas hidráulicamente, empurrando o trecho *I* (fuste) para cima e o trecho *II* (ponta) para baixo, sem haver a necessidade de sistemas de reação para os carregamentos impostos, o que propicia maior rapidez e segurança na sua execução. Os movimentos ascendentes e descendentes são medidos com um ou dois *telltals*, instalados no nível da expanscell, e com deflectômetros ou transdutores de deslocamentos, no topo da estaca.

A metodologia executiva do ensaio é normatizada nos Estados Unidos (ASTM, 2018); entretanto, carece de normatização no Brasil. A norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010), item 9.2.2.4, aceita o seu uso a critério do projetista.

No ensaio, são obtidas curvas carga-deslocamento para o trecho *I* (fuste) da estaca e para o trecho *II* (ponta real, ou “ponta fictícia”), que permitem: a) separar as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta real, quando a expanscell é instalada próxima à mesma; e b) estimar a curva carga-recalque equivalente para carregamentos a partir do topo da estaca, simulando a prova de carga estática convencional.

Fellenius (2019) destaca, como grande vantagem do ensaio bidirecional, o melhor conhecimento da carga que vai para a ponta, uma vez que, na prova de carga convencional, a interpretação dos resultados é complexa, mesmo quando a estaca é instrumentada em profundidade, além de, comumente, a ponta ser pouco mobilizada. Outra vantagem é a possibilidade de ensaiar estacas para cargas muito

elevadas, o que seria muito custoso em provas de carga convencionais (ENGLAND, 2003), ou até mesmo inexecutável.

Entretanto, uma limitação do ensaio bidirecional é a usual ocorrência da sua interrupção prematura, seja por ruptura do atrito lateral do trecho *I*, acima da expancell, seja por ruptura do trecho *II* (atrito lateral do trecho abaixo da expancell mais resistência de ponta). Na presente pesquisa, são discutidos procedimentos para minimizar esse problema.

Um aspecto ainda pouco abordado pela bibliografia, mencionado por England (2005), é a influência do alívio de tensões, provocado pelo levantamento do trecho do fuste durante o ensaio bidirecional, no comportamento do trecho da ponta da estaca. Para uma estaca carregada no topo, diversos autores estudaram o efeito da parcela de carga na ponta devido ao atrito lateral (MARTINS, 1945; GEDDES, 1966; VARGAS, 1977, 1978, 1981a; RANDOLPH; WROTH, 1978; POULOS; DAVIS, 1980). Na presente pesquisa, este efeito foi estudado para estacas submetidas ao ensaio bidirecional.

O presente trabalho inicia-se por uma revisão bibliográfica sobre aspectos executivos e procedimentos de cálculo, primeiramente para estacas carregadas axialmente no topo e, posteriormente, para as submetidas ao ensaio bidirecional. Sobre o ensaio, foram abordados os itens mais relevantes preconizados na norma americana (ASTM, 2018), a questão da sua ruptura prematura e os diversos métodos de interpretação para obter a curva carga-recalque equivalente para carregamento no topo. Destacaram-se o “Método Tradicional” (SILVA, 1983; 1986; OSTERBERG, 1995) e o Método de Massad (2015).

Em seguida, foi apresentada uma avaliação da influência do alívio de tensões, devido ao levantamento do fuste, na ponta da estaca. Os estudos foram embasados em teorias formuladas para estacas carregadas no topo, nas quais ocorre acréscimo de tensões. Foram avaliadas treze estacas submetidas a ensaios bidirecionais de obras no Brasil.

Posteriormente, fez-se a proposição de dois novos métodos para obter a curva equivalente de ensaios bidirecionais: a aplicação das formulações de Fleming (1992), as quais foram incorporadas por England (2005, 2009) em seu método, e o método baseado no Modelo de Coyle e Reese (1966), utilizado de maneira inovadora.



Por fim, estes dois métodos, além do “Método Tradicional” e o Método de Massad citados acima, foram aplicados em casos de obras executadas no Brasil. Foram estudadas doze estacas moldadas in loco, tratando-se de estações, estacas hélice contínua, ômega e raiz, submetidas ao ensaio bidirecional, sendo que a estaca raiz foi submetida também a um ensaio de carregamento dinâmico e um dos estações, a uma prova de carga estática convencional. Observou-se a aderência entre as curvas carga-recalque equivalentes obtidas através de todos os métodos utilizados, validando-as com as curvas obtidas através do ensaio dinâmico ou prova de carga convencional, quando disponíveis. Entretanto, nesses casos de estacas submetidas a mais de um tipo de ensaio, notou-se a necessidade de reinterpretar os dados, o que dificulta a interpretação.

Portanto, a presente pesquisa apresenta uma ampla revisão bibliográfica sobre as técnicas executivas do ensaio bidirecional, que pode, futuramente, dar embasamento à sua padronização pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), e elucida, através de aplicações práticas, as particularidades de interpretação de seus resultados, a fim de obter a curva equivalente.

## 1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal da presente pesquisa é fazer a interpretação de resultados de ensaios bidirecionais em estacas, apresentando os cuidados pertinentes para a extrapolação de dados e uma análise crítica para a escolha dos métodos de obtenção da curva equivalente a serem utilizados, através de estudos de casos de estacas em cinco locais, a saber:

- A. Obra do Pátio do Oratório, da Companhia do Metropolitano de São Paulo (METRÔ), na cidade de São Paulo: dois estações, com diâmetros de 0,80 e 0,70 m, submetidos a ensaios bidirecionais;
- B. Cidade do Rio de Janeiro: uma estaca raiz com diâmetro de 0,50 m em solo, reduzido para 0,40 m em saprolito, submetida ao ensaio bidirecional e, posteriormente, ao ensaio de carregamento dinâmico;
- C. Cidade de São Paulo: duas estacas tipo ômega, com diâmetro de 0,70m, submetidas a ensaios bidirecionais;

- D. Interior do Estado de São Paulo: um estação, com diâmetro de 0,80 m, no qual se executou primeiramente uma prova de carga estática convencional e, posteriormente, um ensaio bidirecional; e
- E. Cidade de São Paulo: seis estacas do tipo hélice contínua, com diâmetros de 0,40 a 0,50 m, submetidas a ensaios bidirecionais.

A pesquisa contém os seguintes objetivos secundários:

- Apresentar uma revisão bibliográfica crítica sobre o ensaio bidirecional, com foco nas técnicas de execução e métodos de interpretação dos resultados;
- Avaliar a influência do alívio de tensões na região da ponta da estaca, devido ao levantamento do fuste durante o ensaio;
- Disponibilizar uma base de dados trabalhados, para futuros estudos e aplicações; e
- Contribuir para o meio técnico-acadêmico-científico.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Na história da engenharia do Brasil ficou registrado um terrível acidente em 1970, na obra da Ponte Rio-Niterói, onde ocorreu o tombamento de uma cargueira de uma prova de carga estática, matando oito pessoas, dentre elas três engenheiros, sendo dois do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) (ALONSO, 2013). O sistema de reação com uso de elementos fixos no terreno (estacas ou tirantes) representa um grande aumento da segurança. Mesmo assim, ainda há risco de acidente, caso haja falhas no projeto ou na execução do sistema.

O ensaio bidirecional apresenta grande segurança durante a sua execução, por não fornecer riscos de acidentes no caso de alguma falha de carregamento da célula expansiva. Assim, é extremamente vantajoso neste sentido em relação à prova de carga estática convencional, principalmente para ensaios com previsão de elevadas magnitudes de cargas.

Além dessa, Alonso e Silva (2000) apontam demais vantagens do ensaio bidirecional: a praticidade e a possibilidade de redução de custos durante sua execução, pois elimina a necessidade de construção de sistemas de reação, que

são obras robustas e custosas, mas provisórias; a possibilidade de repetição do ensaio posteriormente a um baixo custo, a fim de se verificar a capacidade de carga da estaca ao longo do tempo; e a possibilidade de obtenção das cargas de atrito lateral e de resistência de ponta separadamente. Conforme citado anteriormente, Fellenius (2019) destaca o melhor conhecimento do comportamento da ponta como um grande diferencial do ensaio bidirecional. Ademais, para obras de grande porte, projetadas com fundações de elevadíssimas cargas de trabalho, a prova de carga convencional não é exequível, sendo o ensaio bidirecional a única alternativa.

Por outro lado, ainda há duas principais questões sobre o ensaio bidirecional que precisam ser mais discutidas e aprofundadas: o problema da interrupção prematura do ensaio e a aplicação das diferentes metodologias de interpretação dos resultados. Os estudos feitos durante a pesquisa buscaram contribuir nestes aspectos, sendo validados através de cinco estudos de casos. Estudos também foram feitos a fim de obter a magnitude do alívio de tensões gerado devido ao levantamento do fuste, na região da ponta da estaca.

O ensaio bidirecional está sendo bastante utilizado no exterior e no Brasil e, portanto, estudos científicos na área são importantes para, além de elucidarem as questões listadas acima, fornecerem o embasamento teórico-científico e possibilitarem uma futura normatização do ensaio bidirecional pela ABNT.

### 1.3 METODOLOGIA DA PESQUISA

A Figura 1.1 ilustra, esquematicamente, a metodologia da pesquisa adotada.

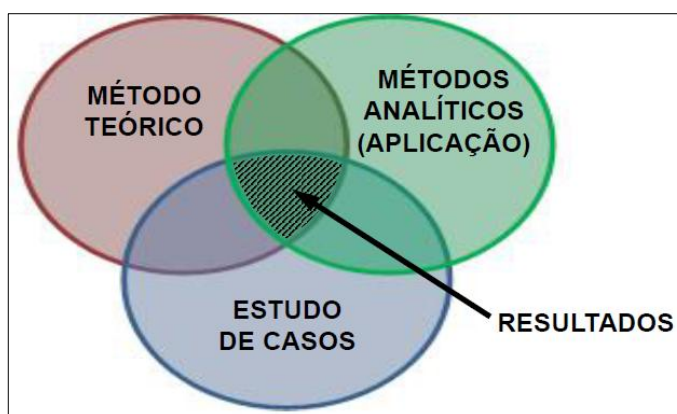


Figura 1.1 – Metodologia de pesquisa adotada (fonte: da própria pesquisadora).

A metodologia consistiu em três elementos: o método teórico, referente à pesquisa bibliográfica, a aplicação de métodos analíticos, disponíveis em bibliografia e desenvolvidos durante a presente pesquisa, e o estudo de casos, com a aplicação dos conceitos obtidos através dos dois primeiros métodos.

A etapa de estudo de casos também envolveu a coleta e seleção de dados de estacas submetidas ao ensaio bidirecional, buscando-se casos de obras executadas no Brasil.

## 1.4 ESTRUTURAÇÃO DO TEXTO

O texto está estruturado em seis capítulos, a saber:

- **CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO:** introduz-se o tema da pesquisa e apresentam-se os objetivos, a justificativa, a metodologia de pesquisa e a estruturação do texto;
- **CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA:** são abordadas generalidades sobre estacas moldadas in loco, incluindo métodos de cálculo de capacidade de carga e de previsão da curva carga-recalque. É feita uma revisão sobre a influência da carga do atrito lateral na ponta da estaca. Em seguida, descrevem-se os tipos de prova de carga, dando enfoque ao ensaio bidirecional, discorrendo-se sobre as técnicas executivas, histórico do ensaio, vantagens e desvantagens, a questão da sua interrupção prematura e métodos de interpretação;
- **CAPÍTULO 3 – AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO LEVANTAMENTO DO FUSTE NA REGIÃO DA PONTA:** apresentam-se estimativas do alívio de tensões na ponta da estaca, devido ao levantamento do fuste, e as considerações sobre os resultados;
- **CAPÍTULO 4 – PROPOSIÇÃO DE DOIS NOVOS MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS BIDIRECIONAIS:** são descritos dois novos métodos desenvolvidos na presente pesquisa, para a obtenção da curva equivalente de ensaios bidirecionais;

- CAPÍTULO 5 – ESTUDOS DE CASOS: para doze estacas moldadas in loco executadas no Brasil, submetidas a ensaios bidirecionais, são obtidas as curvas equivalentes, através da aplicação de quatro métodos: dois de bibliografia e dois propostos. Apresentam-se os resultados e uma análise geral;
- CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES: apresentam-se as principais conclusões obtidas através da presente pesquisa e sugestões para pesquisas futuras.



## **CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Para que a abordagem de dimensionamento de uma fundação esteja adequada, não basta apenas determinar sua capacidade de carga, mas também é necessário conhecer seu comportamento carga-recalque até a ruptura (POULOS; DAVIS, 1980). Acrescenta-se que é importante saber como a fundação é afetada devido a outras adjacentes e, no caso específico de estacas muito próximas, deve-se fazer a abordagem em grupo.

A presente pesquisa limitou-se à análise de estacas isoladas. O subitem a seguir apresenta uma revisão bibliográfica sobre o tema, dando enfoque a estacas escavadas.

### **2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS: ESTACAS**

A fundação profunda consiste em um elemento estrutural que transmite a carga provinda da superestrutura ao subsolo, seja pela base, a qual resiste pela resistência de ponta, ou pela superfície lateral do fuste, reagindo com o atrito lateral, ou ainda pela combinação das duas. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), incluem estacas e tubulões, sendo que a ponta, ou base, da fundação deve estar em profundidade maior que o equivalente ao dobro da menor dimensão de sua seção transversal, devendo ser no mínimo de 3,0 m.

#### **2.1.1 Generalidades das Estacas Moldadas in Loco**

As estacas podem ser classificadas de acordo com vários critérios, como os indicados na Tabela A. 1 do APÊNDICE A. Na presente pesquisa foram abordadas apenas as estacas de concreto (categoria A-I da Tabela A. 1), podendo ser de atrito ou de ponta (B-I e II), e escavadas ou de substituição (C-I), incluindo-se as estacas ômega (C-II.2), que, apesar de serem executadas através de escavação, são consideradas estacas de deslocamento.

Na Tabela A. 2 do APÊNDICE A, por sua vez, listam-se os tipos de estacas estudadas no CAPÍTULO 5 da presente pesquisa, apresentando uma descrição de sua metodologia executiva segundo a NBR 6122 da ABNT (2010) e o Manual da

ABEF (2016). Fizeram-se também referências a Almeida Neto e Kochen (2003) e Albuquerque (2001).

A metodologia executiva das estacas moldadas in loco pode gerar dois efeitos para o seu comportamento final. Um é o amolgamento do solo imediatamente adjacente à estaca. Para argilas, ele pode ocorrer devido a: a) migração da água do corpo da argila em direção à zona com menor nível de tensões, no entorno do furo, uma vez que a perfuração provoca um alívio de tensões; b) absorção da umidade do concreto úmido; c) possível aumento da umidade, devido à água derramada dentro da escavação para facilitar a operação da ferramenta de corte; e d) perturbação provocada pela introdução e retirada do revestimento (SKEMPTON, 1959; POULOS; DAVIS, 1980).

Como a argila apresenta comportamento viscoso (*creep*), Velloso e Lopes (2011) mostraram que a variação das tensões horizontais e a migração de água, devidas ao alívio de tensões, não são processos imediatos e, portanto, quanto menor o intervalo de tempo decorrido entre o término da escavação e a concretagem da estaca, menor o amolgamento do solo. A utilização de uma boa técnica de perfuração também contribui consideravelmente, principalmente para minimização dos fatores (c) e (d) citados no parágrafo anterior.

Para estacas em areias, Poulos e Davis (1980) lembraram que geralmente é necessária a estabilização das paredes do furo com revestimento ou fluido. Conseqüentemente, a retirada do revestimento provavelmente amolga o solo e o deixa em um estado mais fofo, até certa extensão. Entretanto, os autores observaram que há relativamente pouca informação disponível sobre os efeitos da instalação de estacas escavadas em areias ou solos não coesivos.

Devido ao efeito do amolgamento, os métodos de cálculo semiempíricos para estimativa da capacidade de carga de alguns tipos de estacas moldadas in loco, como os citados adiante no subitem 2.1.2.2 – "Métodos de Cálculo Semiempíricos", consideram fatores de redução para o atrito lateral unitário. Dentre os tipos de estacas listados na Tabela A. 2 do APÊNDICE A, o maior alívio de tensões ocorre para estacas escavadas mecanicamente, em que não há nenhum tipo de suporte, e o menor, para estacas raiz e microestacas, nas quais a ferramenta de perfuração está acoplada na base do revestimento, avançando concomitantemente (VELLOSO e LOPES, 2011). Para estas últimas, devido à



injeção, alguns métodos inclusive prevêm um ganho de atrito lateral. No caso de estacas ômega, como são de deslocamento, não há alívio de tensões na perfuração.

Para estacas escavadas em geral, outro efeito da técnica executiva é o amolgamento do solo da base devido ao desmonte da estrutura do solo pelas ferramentas de perfuração, podendo se dar por até dezenas de centímetros abaixo da estaca em se tratando de perfuração de solos não coesivos com uso de água (POULOS; DAVIS, 1980).

Para retirada deste material inconsistente, deve ser prevista a limpeza da ponta da estaca previamente ao preenchimento do furo com concreto ou argamassa. Entretanto, na prática, tanto em bibliografia (OSTERBERG, 1998; DE MELLO et al., 2015; entre outros), quanto nos estudos de casos abordados na presente pesquisa, tem-se observado que a limpeza muitas vezes é ineficiente e a redução da resistência de ponta pode ser expressiva. Por isso, há uma limitação da NBR 6122 (ABNT, 2010) para a utilização da resistência de ponta de estacas escavadas em cálculos de capacidade de carga de projetos de fundações, conforme é apresentado adiante, no subitem 2.1.2.2 – "Métodos de Cálculo Semiempíricos".

Além dos efeitos intrínsecos do método executivo para estacas moldadas in loco, podem ocorrer problemas construtivos, tais como: irregularidades do furo que causem o estrangulamento ou o desalinhamento da estaca, separação dos agregados do concreto e vazios na concretagem. Observa-se, portanto, que é muito importante garantir uma boa técnica executiva e fazer o controle da qualidade da obra através de provas de carga, dentre outros ensaios.

## **2.1.2 Capacidade de Carga de Estacas**

A capacidade de carga de estacas pode ser obtida através de formulações teóricas ou semiempíricas. Apresentam-se inicialmente, no Item 2.1.2.1, as formulações teóricas clássicas. Entretanto, os métodos de cálculo semiempíricos são mais utilizados atualmente, por serem práticos e apresentarem resultados satisfatórios, sendo apresentados na sequência (Item 2.1.2.2). Os mesmos foram utilizados nos estudos de casos do CAPÍTULO 5.

### 2.1.2.1 Conceitos Básicos

Poulos e Davis (1980) afirmam que, geralmente, se pode considerar a ruptura do atrito lateral apenas como o efeito que ocorre na interface entre as paredes laterais e o solo, ignorando detalhes da ruptura que ocorre dentro do solo. Ellison e D'Appolonia (1971) de fato constataram, através da modelagem numérica, que a hipótese de ocorrência de ruptura do atrito lateral na interface solo-estaca, e não em outro ponto qualquer do solo a certa distância da estaca, é válida. Entretanto, para a ponta da estaca, teorias ordinárias de capacidade de carga podem ser aplicadas.

A capacidade de carga, ou carga resistente última,  $Q_{ult}$ , de uma estaca submetida a uma carga axial de compressão aplicada em seu topo, é assumida como igual à somatória das resultantes da resistência de ponta e do atrito lateral últimos, descontando-se o peso submerso da estaca, conforme a Eq. 1:

$$Q_{ult} = Q_{p,ult} + A_{l,ult} = q_{p,ult} \cdot S + \int_0^L \pi \cdot D \cdot f_{ult} \cdot dz - W_{sub} \quad (1)$$

onde:

- $Q_{p,ult}$  = Resultante da resistência de ponta última da estaca;
- $A_{l,ult}$  = Resultante do atrito lateral último da estaca;
- $q_{p,ult}$  = Resistência de ponta última da estaca por unidade de área;
- $S$  = Área da seção transversal da estaca;
- $L$  = Comprimento da estaca embutido no solo;
- $D$  = Diâmetro da seção transversal da estaca;
- $f_{ult}$  = Atrito lateral unitário último ao longo do fuste da estaca por unidade de área;
- $z$  = Profundidade ao longo da estaca;
- $W_{sub}$  = Peso próprio submerso da estaca (em geral, é desconsiderado).

Na formulação dada na Eq. 1, assume-se implicitamente que o atrito lateral e a resistência de ponta são independentes entre si. Poulos e Davis (1980) destacam que esta hipótese pode não estar totalmente correta, mas consideram que a mesma pode ser adotada para fins práticos, em situações de uso comuns.

Para a obtenção do atrito lateral unitário último,  $f_{ult}$ , pode ser usada a conceituação teórica, conforme a formulação de Coulomb (Eq. 2):

$$f_{ult} = c_a + \sigma_n \cdot \tan \delta \quad (2)$$

onde:

- $c_a$  = Adesão solo-estaca;
- $\sigma_n$  = Tensão normal entre o solo e a estaca, que pode ser obtida pela Eq. 3;
- $\delta$  = Ângulo de atrito na interface solo-estaca.

Tendo-se:

$$\sigma_n = K_s \cdot \sigma_v \quad (3)$$

onde:

- $K_s$  = Coeficiente de empuxo;
- $\sigma_v$  = Tensão vertical do solo.

No caso de estacas em argilas, a estimativa do atrito unitário pode ser feita com enfoque em tensões totais ou efetivas. Uma primeira perspectiva é a análise em tensões totais, considerando a resistência não drenada da argila antes da instalação da estaca (VELLOSO e LOPES, 2011). Neste enfoque,  $\delta$  pode ser considerado nulo, porque o ângulo de atrito da argila é nulo, e  $c_a$  pode ser correlacionada a  $s_u$ , conforme proposto por vários autores (POULOS; DAVIS, 1980). Este método é conhecido por *Método  $\alpha$* , dado pela Eq. 4:

$$f_{ult} = \alpha \cdot s_u \quad (4)$$

onde:

- $\alpha$  = Fator adimensional;
- $s_u$  = Resistência não drenada da argila.

A segunda perspectiva é em termos de tensões efetivas, segundo a qual “antes do carregamento, os excessos de poropressão gerados na instalação da

estaca estão completamente dissipados” (BURLAND, 1973, apud VELLOSO; LOPES, 2011). O método é chamado de *Método  $\beta$* , dado pela Eq. 5.

$$f_{ult} = c'_a + \beta \cdot \sigma'_v \quad (5)$$

onde:

- $c'_a$  = Adesão solo-estaca drenada.
- $\beta$  = Coeficiente de Bjerrum-Burland, ou coeficiente de proporcionalidade de tensão efetiva. Conforme indicado por Poulos e Davis (1980),  $\beta = K_s \cdot \tan \delta$ ;
- $\sigma'_v$  = Tensão vertical efetiva do solo.

Poulos e Davis (1980) sugerem o uso do *Método  $\alpha$*  para estacas em argilas saturadas e do *Método  $\beta$*  para argilas rijas sobreadensadas, adotando simplifadamente que a adesão solo-estaca drenada,  $c'_a$ , é nula neste caso. O API (2005) indica o uso do *Método  $\alpha$*  para solos coesivos e do *Método  $\beta$* , para não coesivos. Fellenius (2019) considera a aplicação do *Método  $\alpha$*  muito limitada, sendo preferível o uso do *Método  $\beta$* . Há inúmeras outras formulações teóricas para  $f_{ult}$ , desenvolvidas por autores que pesquisaram o problema de capacidade de carga de fundação profunda, por exemplo as indicadas por Cintra e Aoki (2010).

Para a obtenção de  $q_{p,ult}$ , também há diversas formulações teóricas disponíveis em bibliografia, em geral baseadas no estado de tensões inicial do solo, considerando a tensão vertical ou a octaédrica (TERZAGHI, 1943; SKEMPTON, 1951; BEREZANTZEV et al., 1961; VESIC, 1977).

Entretanto, os valores de  $f_{ult}$  e  $q_{p,ult}$ , em geral, são estimados através de formulações semiempíricas, que são baseadas em formulações teóricas. A resistência é correlacionada a ensaios de campo, levando comumente a resultados satisfatórios e contornando as dificuldades de interpretação do desenvolvimento das tensões e deformações em profundidade.

### 2.1.2.2 Métodos de Cálculo Semiempíricos

Nos métodos de cálculo para a estimativa de capacidade de carga de uma estaca, é comum que o peso próprio seja desprezado, por ser muito menor que as outras grandezas envolvidas (VELLOSO e LOPES, 2011), explicitadas na Eq. 1.

No Brasil, são comumente utilizados os métodos semiempíricos de Aoki-Velloso, elaborado por Aoki e Velloso (1975) para alguns tipos de estacas, sendo apresentada por Cintra e Aoki (2010) uma compilação de atualizações para englobar outros tipos, e de Décourt-Quaresma, publicado por Décourt e Quaresma (1978) e modificado por Décourt (1982) e Décourt (1996, mantido em 2016). Para as estacas raiz, destaca-se o Método de Cabral (1986); para as estacas ômega, o de Bustamante e Gianceselli (1998) e, para as estacas hélice contínua, os Métodos de Alonso (1996a; 1996b) e de Antunes e Cabral (1996).

Em estacas escavadas, vale lembrar que os recalques necessários para a mobilização da carga de ponta são bem maiores que para mobilizar o atrito lateral. Devido a este aspecto e a incertezas quanto à adequada limpeza de ponta (VELLOSO e LOPES, 2011), há uma limitação na norma brasileira para uso da ponta: para a obtenção da capacidade de carga admissível, seja qual for o método de cálculo adotado, a NBR 6122 (ABNT, 2010) preconiza que “no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca”.

#### 2.1.2.2.1 Método de Aoki e Velloso

Aoki e Velloso (1975) desenvolveram um método semiempírico para estimativa de capacidade de carga de estacas, correlacionando-a a resultados de ensaios CPT, conforme proposta inicial, ou de SPT, sendo este último amplamente utilizado no Brasil.

A resistência de ponta última,  $q_{p,ult}$ , pode ser estimada pela Eq. 6. O atrito lateral unitário último,  $f_{ult}$ , é calculado para cada profundidade em que se conhece o  $N_{SPT}$ , através da Eq. 7.

$$q_{p,ult} = \frac{K_{AV} \cdot N_{SPT}}{F1} \quad (6)$$

onde:

- $q_{p,ult}$  = Resistência de ponta última da estaca;
- $N_{SPT}$  = Índice de resistência à penetração do SPT, na referida profundidade;
- $K_{AV}$  = Coeficiente que correlaciona a resistência de ponta do ensaio CPT com o  $N_{SPT}$ , sendo função do tipo de solo;
- $F1$  = Fator de correção para o efeito de escala e para a influência do método executivo da estaca.

$$f_{ult} = \frac{\alpha_{AV} \cdot K_{AV} \cdot N_{SPT}}{F2} \quad (7)$$

onde:

- $f_{ult}$  = Atrito lateral último da estaca;
- $\alpha_{AV}$  = Razão de atrito, sendo função do tipo de solo;
- $K_{AV}, N_{SPT}$  = Conforme definidos anteriormente;
- $F2$  = Fator de correção para o efeito de escala e para a influência do método executivo da estaca.

Tabela 2.1 – Valores de  $F1$  e  $F2$ , considerando os de Aoki e Velloso (1975) e demais contribuições para outros tipos de estacas (fonte: adaptado de CINTRA e AOKI, 2010).

<b>Tipo de estaca</b>	<b><math>F1</math></b>	<b><math>F2</math></b>
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1,75	3,5
Pré-moldada de pequeno diâmetro	$1 + D/0,80$	$2 F1$
Escavada	3,0	6,0
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	4,0

Os fatores de correção  $F1$  e  $F2$  definidos por Aoki e Velloso (1975) são dados na Tabela 2.1. Originalmente, os autores os definiram para estacas Franki, metálicas e pré-moldadas de concreto. Para englobar os demais tipos de estacas, Cintra e Aoki (2010) reuniram as contribuições de Aoki (1985), Aoki e Alonso (1991) e Velloso e Lopes (2002, mantido em 2011). Os coeficientes  $K_{AV}$  e  $\alpha_{AV}$  de Aoki e Velloso (1975) estão apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Valores de  $K_{AV}$  e  $\alpha_{AV}$  (fonte: AOKI; VELLOSO, 1975).

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>K_{AV}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha_{AV}</math> (%)</b>
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto-arenosa	330	3,0

### 2.1.2.2.2 Método de Décourt e Quaresma

O método semiempírico de Décourt-Quaresma para estimativa de capacidade de carga de estacas foi inicialmente apresentado por Décourt e Quaresma (1978), sendo atualizado por Décourt (1982) e Décourt (1996, mantido em 2016). Segundo o método, a resistência de ponta e o atrito lateral unitário últimos são calculados através das Eqs. 8 e 9, respectivamente:

$$q_{p,ult} = \alpha_{DQ} \cdot K_{DQ} \cdot N_{SPT,méd} \quad (8)$$

onde:

- $q_{p,ult}$  = Resistência de ponta última da estaca;
- $\alpha_{DQ}$  = Coeficiente de minoração da resistência de ponta, para outros tipos de estacas em relação à padrão (pré-moldada);
- $K_{DQ}$  = Coeficiente em função do tipo de solo;
- $N_{SPT,méd}$  = Média entre o valor de  $N_{SPT}$  correspondente ao nível da ponta da estaca, o imediatamente superior e o imediatamente inferior.

$$f_{ult} = 10 \cdot \beta_{DQ} \cdot \left( \frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad [\text{kPa}] \quad (9)$$

onde:

- $f_{ult}$  = Atrito lateral último da estaca;
- $\beta_{DQ}$  = Coeficiente de minoração ou majoração do atrito lateral, para outros tipos de estacas em relação à padrão (pré-moldada);
- $N_{SPT}$  = Valor do  $N_{SPT}$  na referida profundidade, devendo-se adotar o intervalo de  $3 \leq N_{SPT} \leq 50$  golpes/ 30 cm.

Tabela 2.3 – Valores do coeficiente  $K_{DQ}$  em função do tipo de solo (fonte: adaptado de DÉCOURT; QUARESMA, 1978).

Tipo de solo	$K_{DQ}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Areia	400
Silte arenoso (solo residual)	250
Silte argiloso (solo residual)	200
Argila	120

Tabela 2.4 – Valores do coeficiente  $\alpha_{DQ}$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo (fonte: adaptado de DÉCOURT, 2016).

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Areias	0,50	0,50	0,30 <sup>1</sup>	0,50 <sup>1</sup>	1,00 <sup>1</sup>
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30 <sup>1</sup>	0,60 <sup>1</sup>	1,00 <sup>1</sup>
Argilas	0,85	0,85	0,30 <sup>1</sup>	0,85 <sup>1</sup>	1,00 <sup>1</sup>

<sup>1</sup> valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Tabela 2.5 – Valores do coeficiente  $\beta_{DQ}$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo (fonte: adaptado de DÉCOURT, 2016).

Tipo de solo	Tipo de estaca					
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Ômega	Raiz	Injetada sob altas pressões
Areias	0,50	0,60 <sup>1</sup>	1,00 <sup>1</sup>	1,00 <sup>1</sup>	1,50 <sup>1</sup>	3,00 <sup>1</sup>
Solos intermediários	0,65	0,75 <sup>1</sup>	1,00 <sup>1</sup>	1,00 <sup>1</sup>	1,50 <sup>1</sup>	3,00 <sup>1</sup>
Argilas	0,80	0,90 <sup>1</sup>	1,00 <sup>1</sup>	1,00 <sup>1</sup>	1,50 <sup>1</sup>	3,00 <sup>1</sup>

<sup>1</sup> valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

O coeficiente  $K_{DQ}$  depende do tipo de solo e foi definido por Décourt e Quaresma (1978), conforme a Tabela 2.3. Os valores de  $\alpha_{DQ}$  e  $\beta_{DQ}$  foram



introduzidos por Décourt (1996, mantido em 2016), sendo apresentados, respectivamente, nas Tabelas 2.4 e 2.5.

### 2.1.2.2.3 Método de Cabral

O método semiempírico de Cabral (1986) foi desenvolvido para a determinação da capacidade de carga de estacas raiz. A resistência de ponta e o atrito lateral últimos são obtidos através das Eqs. 10 e 11, respectivamente:

$$q_{p,ult} = 100 \cdot \beta_{o,Cab} \cdot \beta_{2,Cab} \cdot N_{SPT} \quad [\text{kPa}] \quad (10)$$

onde:

- $q_{p,ult}$  = Resistência de ponta última da estaca;
- $\beta_{o,Cab}$  = Fator que depende do diâmetro da estaca e da pressão de injeção;
- $\beta_{2,Cab}$  = Fator que depende do tipo de solo;
- $N_{SPT}$  = Índice de resistência à penetração do SPT, na referida profundidade.

$$f_{ult} = 100 \cdot \beta_{o,Cab} \cdot \beta_{1,Cab} \cdot N_{SPT} \quad [\text{kPa}] \quad (11)$$

onde:

- $f_{ult}$  = Atrito lateral último da estaca;
- $\beta_{o,Cab}, N_{SPT}$  = Conforme definidos anteriormente;
- $\beta_{1,Cab}$  = Fator que depende do tipo de solo.

O fator  $\beta_{o,Cab}$  é determinado através da Eq. 12:

$$\beta_{o,Cab} = 1 + 0,11 \cdot p - D \quad (12)$$

onde:

- $p$  = Pressão de injeção, em kgf/cm<sup>2</sup>, sendo no máximo de 4 kgf/cm<sup>2</sup> (0,4 MPa);
- $D$  = Diâmetro da estaca, em m, sendo no máximo de 0,45 m.

Para os fatores  $\beta_{1,Cab}$  e  $\beta_{2,Cab}$ , devem ser adotados valores para cada faixa granulométrica de solo, indicados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Fatores  $\beta_1$  e  $\beta_2$  (fonte: adaptado de CABRAL, 1986 *apud* VELLOSO e LOPES, 2011).

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>\beta_{1,Cab}</math> (%)</b>	<b><math>\beta_{2,Cab}</math></b>
Areia	7,0	3,0
Areia siltosa	8,0	2,8
Areia argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte arenoso	6,0	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila arenosa	5,0	1,5
Argila siltosa	4,0	1,0

Notas:

i)  $(\beta_{1,Cab} \times N_{SPT})$  e  $(\beta_{2,Cab} \times N_{SPT})$  são em  $\text{kgf/cm}^2$ ;

ii)  $\beta_{o,Cab} \times \beta_{1,Cab} \times N_{SPT} \leq 2 \text{ kgf/cm}^2$ ;

iii)  $\beta_{o,Cab} \times \beta_{2,Cab} \times N_{SPT} \leq 50 \text{ kgf/cm}^2$ .

#### 2.1.2.2.4 Método de Bustamante e Gianeselli

O método semiempírico de Bustamante e Gianeselli (1998) correlaciona a capacidade de carga com resultados de ensaios CPT, SPT e pressômetro de Menard, de estacas tipo ômega, ou também chamadas de estacas hélice de deslocamento monitoradas. Utilizando-se os dados de SPT, a resistência de ponta última pode ser obtida através da Eq. 13:

$$q_{p,ult} = K_{BG} \cdot \alpha_{BG} \quad [\text{kPa}] \quad (13)$$

onde:

- $K_{BG}$  = Coeficiente que depende do ensaio de campo executado, conforme a Tabela 2.7 para ensaios SPT;
- $\alpha_{BG}$  = Resistência do solo na região da ponta da estaca. Para ensaios SPT, corresponde à média geométrica (produto dos membros elevado ao inverso do número de membros) dos valores de índice SPT<sup>1</sup> no nível da ponta, 0,5 m acima e 0,5 m abaixo.

Tabela 2.7 – Valor de  $K_{BG}$  (fonte: adaptado de BUSTAMANTE e GIANESELLI, 1998).

<sup>1</sup> Como o método em questão foi desenvolvido a partir de dados de obras no exterior, sugere-se corrigir o valor do  $N_{SPT}$  brasileiro, que é obtido para uma energia de cravação do amostrador média de 72% (DÉCOURT, 1989), para o padrão americano, onde o ensaio é mecanizado e se utiliza a energia padrão de 60%, majorando os valores em 20%.

Tipo de solo	$K_{BG}$ (kN/m <sup>2</sup> ) *
Areia	180 a 210
Argila	90 a 120

\* Para estacas revestidas, deve ser reduzido em 25%.

Para a determinação do atrito lateral unitário último, devem ser utilizadas a Figura 2.1 e a Tabela 2.8.

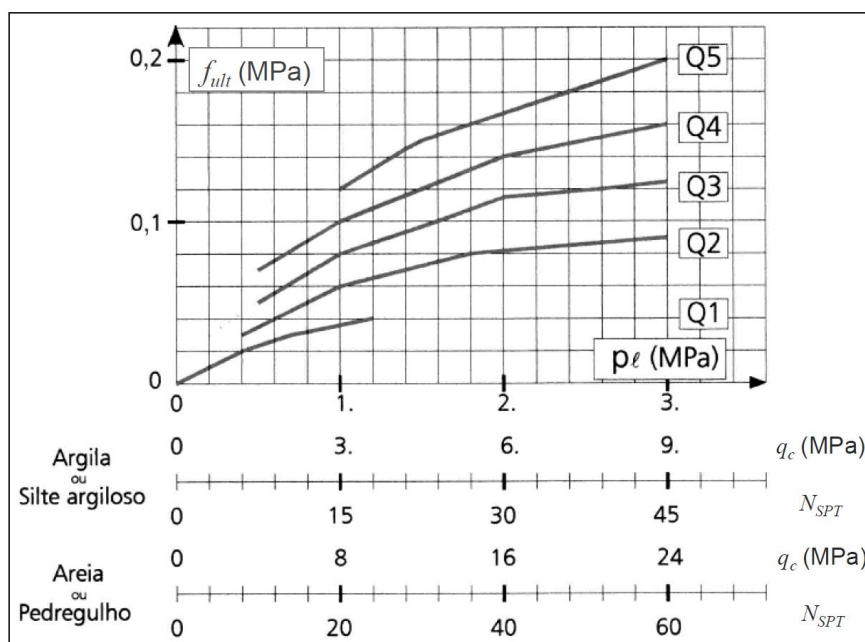


Figura 2.1 – Âbaco para determinação de  $f_{ult}$  em função do tipo de solo (fonte: adaptado de BUSTAMANTE; GIANESELLI, 1998).

Tabela 2.8 – Características dos solos apontados na Figura 2.1 (fonte: adaptado de BUSTAMANTE; GIANESELLI, 1998).

Solo	Curvas		$p_l$ (MPa)	$q_c$ (MPa)
	Estaca ômega moldada <i>in loco</i>	Estaca ômega revestida		
Argila ou Silte argiloso ou Argila siltosa	Q1	Q1	< 0,3	< 1,0
	Q3	Q2	> 0,5	> 1,5
	Q4	Q2	≥ 1,0	≥ 3,0
Areia ou Pedregulhos	Q1	Q1	< 0,3	< 1,0
	Q4	Q2	> 0,5	> 3,5
	Q5	Q2	≥ 1,2	> 8,0

### 2.1.2.2.5 Método de Alonso

Alonso (1996a; 1996b) desenvolveu um método semiempírico para a previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua monitoradas, através de medidas de torque do ensaio SPT-T. O atrito lateral unitário último,  $f_{ult}$ , é obtido pela Eq. 14:

$$f_{ult} = \alpha_{Al} \cdot f_s \leq 200 \quad [\text{kPa}] \quad (14)$$

onde:

- $\alpha_{Al} = 0,65$ : Valor médio obtido a partir da interpretação de provas de carga em estacas hélice contínua;
- $f_s$  = Atrito lateral unitário medido com o torque do ensaio SPT-T, dado pela Eq. 15:

$$f_s = \frac{100 \cdot T_{máx}}{0,41 \cdot h_{SPT} - 0,032} \quad [\text{kPa}] \quad (15)$$

sendo:

- $T_{máx}$  = Valor do torque máximo medido no ensaio SPT-T, em kgf.m;
- $h_{SPT}$  = Penetração total do amostrador, em cm, normatizada em 45 cm pela NBR 6484 (ABNT, 2001).

Para os solos da Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo e arredores, o autor encontrou as seguintes correlações médias entre os valores de torque máximo e mínimo e o índice SPT (Eqs. 16 e 17):

$$T_{máx} = 1,22 \cdot N_{SPT} \quad [\text{kgf.m}] \quad (16)$$

$$T_{mín} \cong N_{SPT} \quad [\text{kgf.m}] \quad (17)$$

onde:

- $T_{mín}$  = Valor do torque mínimo medido no ensaio SPT-T, em kgf.m;
- $N_{SPT}$  = Índice de resistência à penetração do SPT.

Para a obtenção da resistência de ponta última,  $q_{p,ult}$ , foi proposta a seguinte formulação:

$$q_{p,ult} = \beta_{Al} \cdot \frac{T_{mín}^{(1)} + T_{mín}^{(2)}}{2} \quad [\text{kPa}] \quad (18)$$

onde:

- $\beta_{Al}$  = Coeficiente que depende do tipo de solo, dado pela Tabela 2.9;
- $T_{mín}^{(1)}$  = Média aritmética dos valores do torque mínimo no trecho  $8D$  acima da ponta da estaca, em kgf.m. Deve ser limitado em 40 kgf.m;
- $T_{mín}^{(2)}$  = Idem, para o trecho  $3D$  abaixo da ponta da estaca, em kgf.m. Deve ser limitado em 40 kgf.m;
- $D$  = Diâmetro da estaca.

Tabela 2.9 – Coeficiente  $\beta_{Al}$  em função do tipo de solo (fonte: adaptado de ALONSO, 1996b).

Tipo de solo	$\beta_{Al}$ (kPa/kgf.m)
Areia	200
Silte	150
Argila	100

#### 2.1.2.2.6 Método de Antunes e Cabral

O Método de Antunes e Cabral (1996) foi desenvolvido para a estimativa da capacidade de carga de estacas hélice contínua monitoradas. O atrito lateral unitário último,  $f_{ult}$ , e a resistência de ponta última,  $q_{p,ult}$ , podem ser obtidos, respectivamente, através das Eqs. 19 e 20:

$$f_{ult} = B1 \cdot N_{SPT} \quad [\text{kPa}] \quad (19)$$

$$q_{p,ult} = B2 \cdot N_{SPT} \leq 4000 \quad [\text{kPa}] \quad (20)$$

onde:

- $N_{SPT}$  = Índice de resistência à penetração do SPT;
- $B1$ ;  $B2$  = Coeficientes que dependem do tipo de solo, dados na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Coeficientes  $B1$  e  $B2$  em função do tipo de solo (fonte: adaptado de ANTUNES; CABRAL, 1996).

	Tipo de solo	$B1$ *	$B2$ *
<b>Faixa de valores apresentada por Antunes e Cabral (1996)</b>	Areia	400 a 500 %	200 a 250
	Silte	250 a 350 %	100 a 200
	Argila	200 a 350 %	100 a 150
<b>Valores adotados na presente pesquisa</b>	Areia	500%	250
	Areia siltosa	450%	225
	Areia silto-argilosa	450%	225
	Areia argilosa	400%	200
	Areia argilo-siltosa	400%	200
	Silte	300%	150
	Silte arenoso	350%	200
	Silte areno-argiloso	300%	200
	Silte argiloso	250%	100
	Silte argilo-arenoso	250%	100
	Argila	200%	100
	Argila arenosa	350%	150
	Argila areno-siltosa	300%	150
	Argila siltosa	250%	125
	Argila silto-arenosa	250%	125

\* Para  $N_{SPT}.B1$  e  $N_{SPT}.B2$  em  $kPa$

### 2.1.2.3 Métodos através da Curva Carga-Recalque

Quando a estaca é submetida a uma prova de carga estática, a sua capacidade de carga pode ser estimada através da curva carga-recalque resultante. Caso a estaca não tenha sido levada até a ruptura, é necessário que se faça a extrapolação dos dados.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) preconiza que a ruptura de uma estaca, caso não tenha sido observada a ruptura nítida, é dada pela Eq. 21:

$$y_{o,rupt} = \frac{P_{o,rupt} \cdot L}{E_c \cdot S} + \frac{D}{30} \quad (21)$$

onde:

- $y_{o,rupt}$  = Recalque no topo da estaca de ruptura convencional;
- $P_{o,rupt}$  = Carga de ruptura convencional;
- $L$ ;  $S$ ;  $D$  = Conforme definidos anteriormente;

- $E_c$  = Módulo de elasticidade da estaca.

Também pode ser usado o critério de Davisson (1972), conforme a Eq. 22:

$$y_{o,rupt} = \frac{P_{o,rupt} \cdot L}{E_c \cdot S} + \frac{D}{120} + 0,0038 \quad [\text{m}] \quad (22)$$

onde:

- $y_{o,rupt}$ ;  $P_{o,rupt}$ ;  $L$ ;  $E_c$ ;  $S$ ;  $D$  = Conforme definidos anteriormente.

Para a extrapolação da curva carga-recalque e obtenção da carga de ruptura, são amplamente utilizados os métodos de Van der Veen (1953), Chin (1970, 1971), Massad (1986) e Décourt (1999, 2008), dentre outros.

Na presente pesquisa, utilizou-se o Método de Chin (1970, 1971), pois, em geral, as curvas carga-recalque das estacas apresentaram um comportamento aproximadamente hiperbólico. Quando não, o comportamento foi do tipo rígido elástico de Cambefort (1964), conforme será mostrado no "CAPÍTULO 5 – ESTUDOS DE CASOS".

O Método de Chin (1970, 1971) é baseado no modelo hiperbólico dado pela Eq. 23 (símbolos conforme a notação adotada na presente pesquisa):

$$\frac{y_o}{P_o} = C_1 + C_2 \cdot y_o \quad (23)$$

onde:

- $y_o$  = Recalque no topo da estaca;
- $P_o$  = Carga aplicada no topo da estaca, correspondente ao recalque  $y_o$ ;
- $C_1$  = Intercepto do eixo das ordenadas;
- $C_2$  = Coeficiente angular.

Para a ponta da estaca, Chin (1970) também encontrou uma relação hiperbólica, mantendo-se válida a Eq. 23 para  $y_p$  e  $Q_p$ , substituindo  $y_o$  e  $P_o$ , e os respectivos coeficientes  $C_1$  e  $C_2$ .

Para a obtenção da carga de ruptura da estaca,  $P_{o,rupt}$ , deve-se desenhar graficamente os valores de  $y_o / P_o$  versus  $y_o$ . A função resulta linear, principalmente à medida que se aumentam as cargas, podendo-se obter os coeficientes  $C_1$  e  $C_2$  através do método dos mínimos quadrados. Dividindo-se a Eq. 23 por  $y_o$ , observa-se que, no limite, para o recalque tendendo ao "infinito",  $P_{o,rupt}$  é o inverso do coeficiente angular  $C_2$ , conforme a Eq. 24:

$$\frac{1}{P_o} = \frac{C_1}{y_o} + C_2 \quad \rightarrow \quad P_{o,rupt} = \frac{1}{C_2} \quad (24)$$

onde os símbolos são conforme definidos anteriormente.

### 2.1.3 Previsão da Curva Carga-Recalque

Mindlin (1936) desenvolveu uma solução das equações elásticas tridimensionais para o caso de uma força concentrada atuando no interior de um sólido semi-infinito. A solução foi posteriormente utilizada por diversos autores para o estudo de fundações em estacas, tais como Martins (1945), Poulos e Davis (1974; 1980) e Vargas (1977, 1978).

Vesic (1977) avançou no estudo de estacas, elucidando o comportamento em termos de carga e recalque de uma estaca ao longo da profundidade. A contribuição do autor foi essencial para o desenvolvimento de modelos para a previsão da curva carga-recalque.

A equação básica de obtenção da capacidade de carga (Eq. 1) é criticada por Vesic (1977), pois se assume uma hipótese implícita, não realista, de que tanto a ponta da estaca, quanto todos os pontos do fuste, tenham se movido suficientemente em relação ao solo adjacente para desenvolver simultaneamente as resistências últimas de ponta e atrito lateral. Entretanto, o deslocamento necessário para mobilizar a resistência de ponta pode ser bem maior que para o atrito lateral e, portanto, até para estacas muito rígidas, o atrito lateral último pode ser mobilizado muito antes que a resistência de ponta última. Assim, ele ressalta que a avaliação numérica das características de transferência de carga de um sistema de estaca-solo é essencial para cálculos de recalques e para o projeto racional de fundações em estacas.



Outros autores deram grandes contribuições na área, desenvolvendo modelos de previsão da curva carga-recalque para uma estaca carregada no topo. Na presente pesquisa, foram utilizados os modelos de Coyle e Reese (1966), Randolph e Wroth (1978), Fleming (1992) e Massad (1995), apresentados na sequência.

### 2.1.3.1 Solução de Mindlin – Força Pontual no Interior de um Sólido

Mindlin (1936) desenvolveu a solução elástica que permite determinar as tensões e deslocamentos em qualquer ponto  $(x, y, z)$  de uma massa semi-infinita, isotrópica e homogênea, para um dado carregamento concentrado  $P$  no interior dessa massa, aplicado na profundidade  $P$ , conforme ilustrado na Figura 2.2.

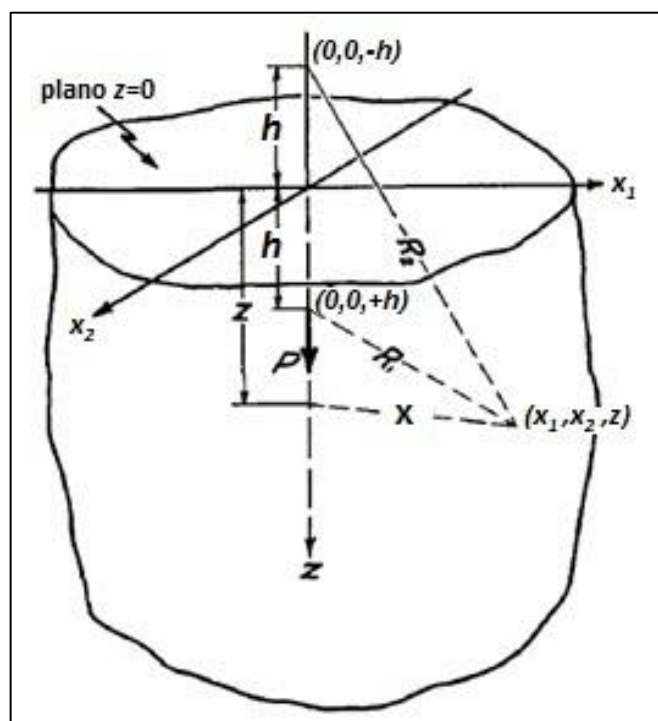


Figura 2.2 – Força normal à superfície no interior de um sólido semi-infinito (adaptado de MINDLIN, 1936).

Tendo como base a Figura 2.2, a Eq. a 25 seguir fornece o deslocamento vertical do solo,  $y_s$ , em  $(x_1; x_2; z)$ , em função da carga pontual  $P$  aplicada em  $(0; 0; h)$ . A Eq. 26 dá a tensão vertical  $\sigma_z$  em  $(x_1; x_2; z)$  devido à carga  $P$  em  $(0; 0; h)$ . Foi utilizada a notação adotada na presente pesquisa:

$$y_s = \frac{P}{16\pi G_s (1-\nu)} \cdot \left[ \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-h)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+h)^2 - 2hz}{R_2^3} + \frac{6hz(z+h)^2}{R_2^5} \right] \quad (25)$$

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \cdot \left[ -\frac{(1-2\nu)(z-h)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-h)}{R_2^3} - \frac{3(z-h)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+h)^2 - 3h(z+h)(5z-h)}{R_2^5} - \frac{30hz(z+h)^3}{R_2^7} \right] \quad (26)$$

onde:

- $y_s$  = Deslocamento vertical do solo, na coordenada  $(x_1; x_2; z)$ , devido à carga  $P$ ;
- $P$  = Carga pontual aplicada em  $(0; 0; h)$ ;
- $G_s$  = Módulo de cisalhamento do solo;
- $\nu$  = Coeficiente de Poisson do solo;
- $z$  = Profundidade do ponto em estudo;
- $h$  = Profundidade do ponto de aplicação da carga;
- $R_1; R_2$  = Distâncias indicadas na Figura 2.2;
- $\sigma_z$  = Tensão vertical do solo, na coordenada  $(x_1; x_2; z)$ , devido à carga  $P$ .

Poulos e Davis (1980) reescreveram a Eq. 25 de Mindlin (1936), definindo o fator de influência  $I_y$  (Eq. 27), sendo utilizada a notação adotada na presente pesquisa:

$$y_s = \frac{P}{E_s} \cdot I_y \quad (27)$$

onde:

- $y_s$  = Deslocamento vertical de um ponto qualquer do solo, em função da carga pontual  $P$ ;
- $P$  = Carga pontual aplicada no interior de uma massa semi-infinita;
- $E_s$  = Módulo de elasticidade do meio (solo);

- $I_y$  = Fator de influência de Mindlin para deslocamento vertical devido a uma carga pontual vertical.

Analogamente, pode-se reescrever a Eq. 26 utilizando o fator de influência de Mindlin  $I_\sigma$ , conforme a Eq. 28:

$$\sigma_z = P \cdot I_\sigma \quad (28)$$

onde:

- $\sigma_z$ ;  $P$  = Conforme definidos anteriormente;
- $I_\sigma$  = Fator de influência de Mindlin para tensão vertical devido a uma carga pontual vertical.

### 2.1.3.2 Contribuição de Vesic

Em seu trabalho, Vesic (1977) indicou uma metodologia de análise de estacas através de dois diagramas de transferência de carga. Dada a estaca apresentada na Figura 2.3-a, isolada, de diâmetro  $D$ , instalada em um solo até a profundidade  $L$  e carregada por uma carga vertical centrada  $P_o$ , tem-se:

- 1º Diagrama de transferência de carga: apresenta a carga transferida pelo fuste da estaca,  $P(z)$ , ao longo da profundidade,  $z$  (Figura 2.3-b);
- 2º Diagrama de transferência de carga: corresponde à distribuição do atrito lateral unitário,  $f$ , ao longo da profundidade do fuste,  $z$  (Figura 2.3-c).

No 1º diagrama (Figura 2.3-b), para cada profundidade  $z$ , a diferença  $P_o - P(z)$  corresponde ao atrito lateral acumulado até aquela profundidade,  $A_l(z)$ . Para a ordenada  $z = L$ , tem-se a carga de ponta da estaca  $Q_p$ , sendo que a diferença  $P_o - Q_p = A_l$ , representa a carga de atrito lateral total.

No 2º diagrama (Figura 2.3-c), o valor de  $f$  é igual à derivada (inclinação) da curva  $P(z)$ , dividida pelo perímetro da estaca, conforme a Eq. 29. Esta relação é

obtida através do equilíbrio de forças para um elemento  $i$  qualquer da estaca, desprezando-se seu peso próprio, sendo detalhadamente explicada por Massad (1995). Notar na Figura 2.3 que  $f$  se mantém positivo conforme  $P(z)$  diminui com a profundidade  $z$  e, portanto, a Eq. 29 leva sinal negativo.

$$f = -\frac{1}{\pi \cdot D} \cdot \frac{dP(z)}{dz} \quad (29)$$

onde:

- $f$  = Atrito lateral unitário;
- $D$  = Diâmetro da estaca;
- $dP(z) / dz$  = Derivada da carga transferida através do fuste da estaca pela profundidade.

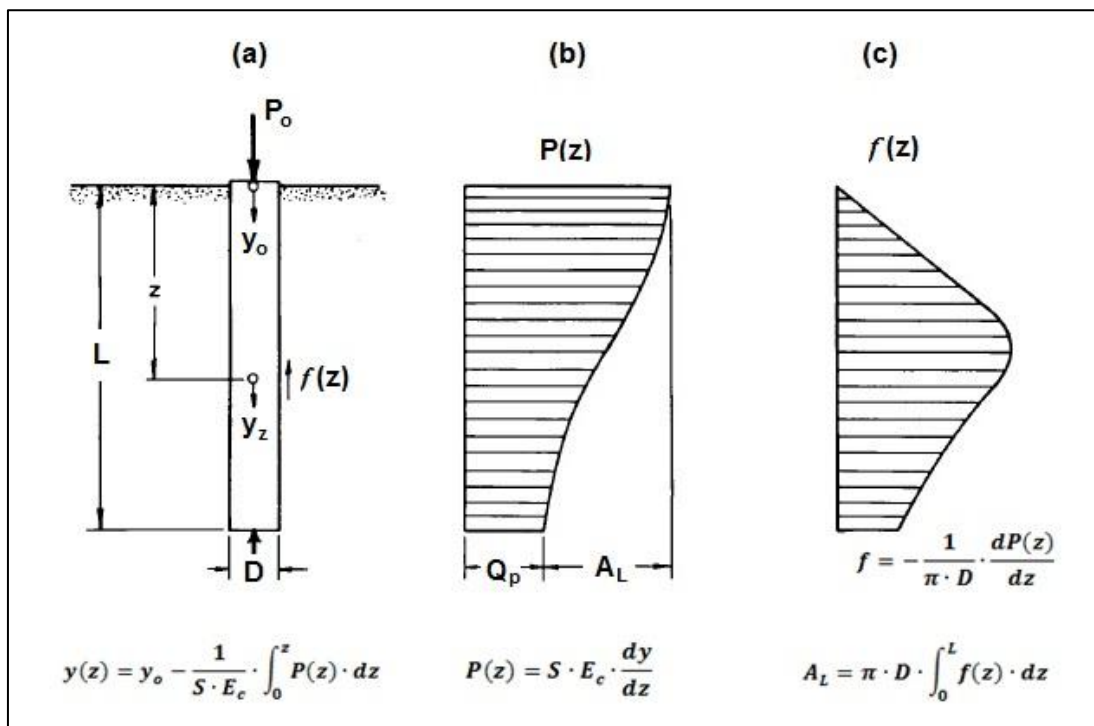


Figura 2.3 – Transferência de carga em profundidade para uma estaca isolada: (b) e (c) indicam, respectivamente, o primeiro e o segundo diagramas de transferência de carga (fonte: adaptado de VESIC, 1977).

A Figura 2.4 dada por Vesic (1977) apresenta alguns exemplos dos formatos das curvas de  $P(z)$  e  $f(z)$ , para distribuições simples de atrito lateral. Os casos "A" e o "B" da Figura 2.4 são os mais comuns de ocorrerem. Em "A", o atrito lateral unitário ( $f$ ) é constante ao longo da profundidade, o que ocorre em uma camada de

solo aproximadamente homogênea. Neste caso a transferência de carga  $P$  ao longo da profundidade decresce linearmente. Em "B",  $f$  apresenta crescimento linear com a profundidade e, então, a carga transferida  $P$  resulta com diagrama decrescente em formato parabólico.

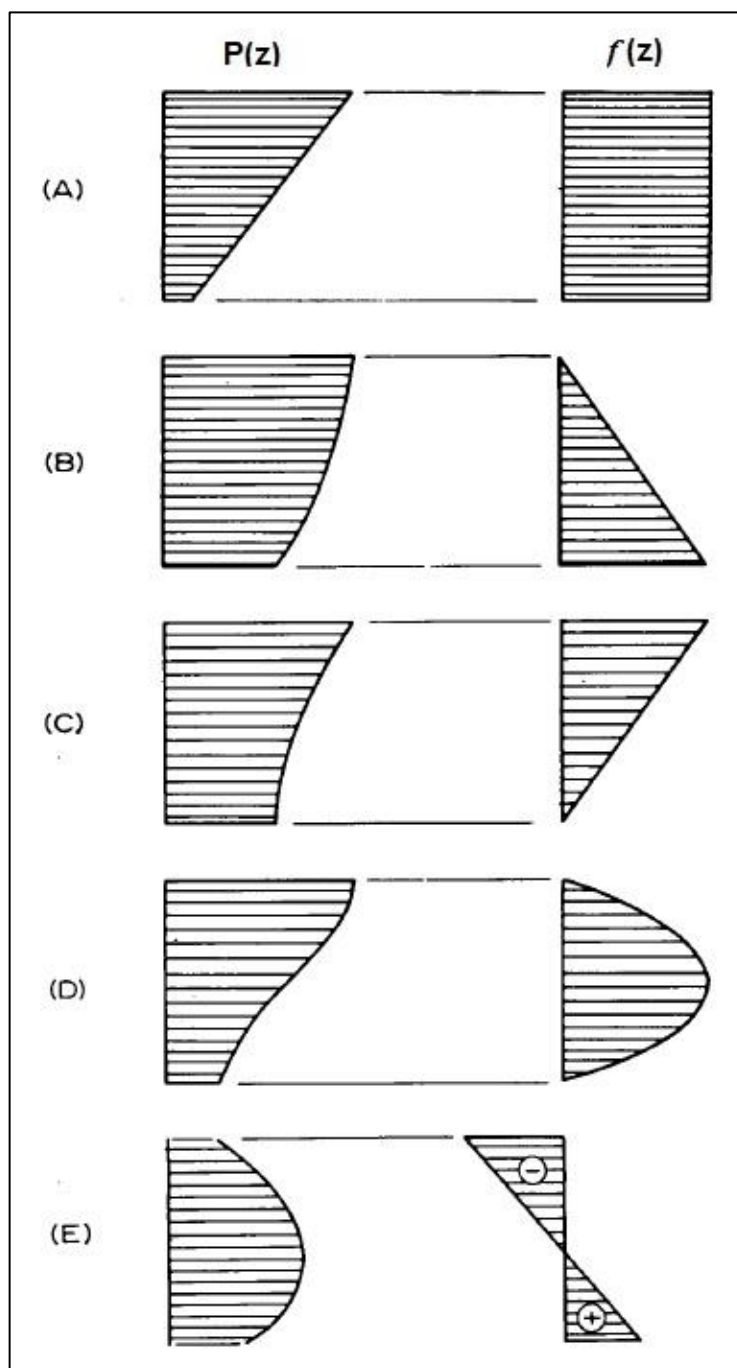


Figura 2.4 – Distribuições simples típicas do atrito lateral (fonte: adaptado de VESIC, 1977).

O exemplo "E" da Figura 2.4 representa o caso de atuação de atrito lateral negativo, observando-se que  $P(z)$  é crescente neste trecho. Vesic (1977) explica que, quando o topo da estaca é sujeito a uma carga de compressão, podendo ser devido ao processo de sua instalação, e depois é descarregado, o fuste da estaca tende a retornar ao seu comprimento inicial. Ao fazer isso, a porção superior do fuste normalmente se move suficientemente para cima, contra o solo adjacente, desenvolvendo um atrito lateral negativo, que é contrabalanceado por um atrito lateral residual na porção inferior do fuste e também por uma carga de ponta residual, se a carga de compressão ora aplicada tiver sido significativa. Em geral, as magnitudes das cargas residuais podem ser desprezadas para estacas escavadas, sendo mais relevantes em estacas cravadas.

Utilizando-se a lei de Hooke, tem-se que a deformação que ocorre no elemento da estaca na profundidade  $z$  é função da carga  $P(z)$  atuante naquele ponto (Eq. 30). O encurtamento elástico da estaca, desde o topo até a profundidade  $z$ , será dado pela integral da Eq. 30, resultando na Eq. 31:

$$\varepsilon(z) = \frac{P(z)}{E_c \cdot S} \quad (30)$$

$$\Delta e(z) = \int_0^z \varepsilon(z) \cdot dz = \int_0^z \frac{P(z)}{E_c \cdot S} \cdot dz \quad (31)$$

onde:

- $\varepsilon(z)$  = Deformação do elemento de estaca na profundidade  $z$ ;
- $P(z)$  = Carga transferida pelo fuste da estaca na profundidade  $z$ ;
- $E_c$  = Módulo de elasticidade da estaca em compressão;
- $S$  = Área da seção transversal da estaca;
- $\Delta e(z)$  = Encurtamento elástico da estaca resultante desde o topo até a profundidade  $z$ .

Portanto, conhecendo-se: i) os parâmetros da estaca  $S$  e  $E_c$ , sendo admitido que o produto  $S \cdot E_c$  é constante ao longo da profundidade; ii) a curva  $P(z)$ , que pode ser obtida, por exemplo, através de métodos semiempíricos de estimativa de

capacidade de carga ou através de leituras de instrumentação em profundidade na estaca; e iii) o deslocamento do topo da estaca ( $y_o$ ), este medido durante uma prova de carga, por exemplo; é possível obter a deformação  $\varepsilon(z)$  e o deslocamento vertical  $y(z)$  em qualquer profundidade ( $z$ ), utilizando-se a Eq. 32:

$$y(z) = y_o - \frac{1}{E_c \cdot S} \cdot \int_0^z P(z) \cdot dz = y_o - \Delta e(z) \quad (32)$$

onde:

- $y(z)$  = Deslocamento vertical da estaca na profundidade  $z$ ;
- $y_o$  = Deslocamento medido no topo da estaca;
- $E_c$ ;  $S$ ;  $z$ ;  $P(z)$ ;  $\Delta e(z)$  = Conforme definidos anteriormente.

### 2.1.3.3 Encurtamento Elástico de Estacas

Leonards e Lovell (1979) se aprofundaram no estudo do diagrama de transferência de carga ao longo de uma estaca submetida à carregamento axial, a partir de resultados de provas de carga convencionais. Para tanto, os autores vislumbraram a importância em se obter mais facilmente o encurtamento elástico da estaca  $\Delta e$ , definindo a Eq. 33, onde  $\Delta e$  é função das cargas de ponta e atrito lateral, dos parâmetros da estaca e do coeficiente denominado de  $c$ :

$$\Delta e = \frac{Q_p}{K_r} + c \cdot \frac{A_l}{K_r} \quad (33)$$

$$K_r = \frac{E_c \cdot S}{L} \quad (34)$$

onde:

- $\Delta e$  = Encurtamento elástico da estaca;
- $Q_p$  = Carga de ponta total;
- $A_l$  = Atrito lateral total;

- $K_r$  = Rigidez da estaca como peça estrutural, desprezando-se o efeito do meio em que está inserida;
- $c$  = coeficiente de Leonards e Lovell (1979);
- $E_c$ ;  $S$ ;  $L$  = Conforme definidos anteriormente.

O coeficiente  $c$  é definido pela relação apresentada na Eq. 35, que pode ser entendida com base na Figura 2.5:

$$c = \frac{A_l - \bar{A}_l}{A_l} \quad (35)$$

onde:

- $A_l - \bar{A}_l$  = Atrito lateral médio transferido pela estaca ao solo;
- $A_l$  = Atrito lateral total.

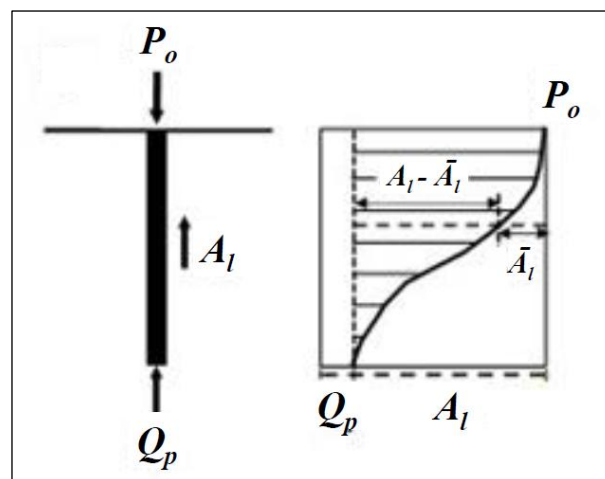


Figura 2.5 – Distribuição da carga na estaca, para carregamento a partir do topo (fonte: adaptado de Massad, 2015).

Para casos simples de distribuição do atrito lateral unitário ( $f$ ), Leonards e Lovell (1979) elaboraram os ábacos para a determinação de  $c$ , apresentados na Figura 2.6. Assim é que, para distribuição uniforme de  $f$ ,  $c = 0,5$  e, para distribuição linearmente crescente com a profundidade,  $c = 2/3$ .

O coeficiente  $c$  também pode ser aproximadamente determinado através da distribuição do atrito lateral unitário último, estimado por métodos semiempíricos que



utilizam o SPT, como os citados no item anterior: 2.1.2.2 – "Métodos de Cálculo Semiempíricos". Esta hipótese foi validada para fins práticos por Massad (2015) através de vários casos de obra, incluindo os da presente pesquisa. Uma determinação mais rigorosa se consegue através de instrumentação ao longo do fuste.

Fellenius (1980) comenta que o  $c$  trata-se de um coeficiente de distribuição relativa do atrito lateral e mostra aplicações práticas de seu uso. O autor ressalta que, com o Método de Leonards e Lovell (1979), tornou-se possível interpretar dados de provas de carga comuns com certa confiabilidade. Para tanto, é imprescindível que seja feita, pelo menos, a medida do deslocamento da ponta da estaca, com uso de *telltale*.

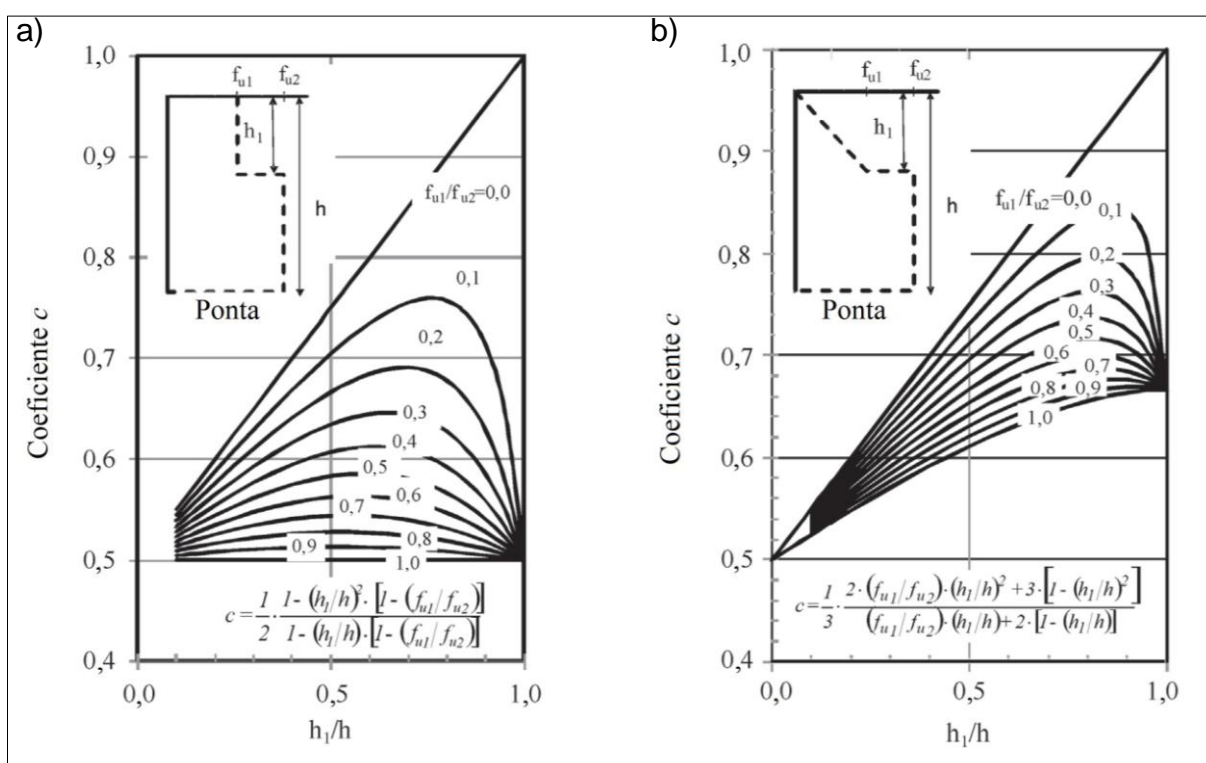


Figura 2.6 – Ábacos para a determinação do coeficiente  $c$ , para carregamento no topo da estaca (fonte: adaptado de LEONARDS e LOVELL, 1979).

#### 2.1.3.4 Modelos de Previsão da Curva Carga-Recalque

Conforme Vesic (1977) e Poulos e Davis (1980), os modelos para a previsão da curva carga-recalque da estaca podem ser baseados em funções de

transferência de carga ou na teoria da elasticidade, utilizando os fatores de influência de Mindlin (1936). Poulos e Davis (1980) também citaram os modelos numéricos, em particular a aplicação do Método dos Elementos Finitos. Ademais, existem modelos baseados nos diagramas de transferência da carga axial em profundidade. A seguir, estão descritas essas quatro categorias.

#### 2.1.3.4.1 Modelos baseados em funções de transferência de carga

As funções de transferência de carga fornecem uma única relação entre a carga transferida por um elemento e o deslocamento desse elemento, podendo ser empíricas, analíticas ou obtidas através de medições de instrumentação em profundidade na estaca. Dividindo-se o subsolo em  $n$  camadas, têm-se  $n$  funções de transferência de carga do atrito, do tipo  $f_i = f(\bar{y}_i)$ , e uma função de transferência de carga da ponta,  $q_p = f(y_p)$ , conforme ilustrado na Figura 2.7.

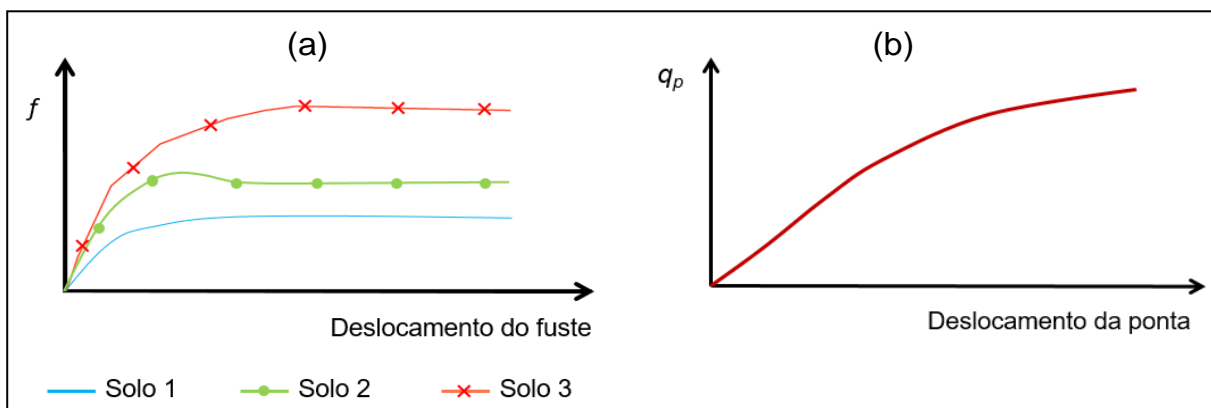


Figura 2.7 – Exemplo de funções de transferência de carga, onde  $f$  é o atrito lateral unitário e  $q_p$ , a resistência de ponta (fonte: da própria pesquisadora).

A Figura 2.8-a ilustra a abordagem dos modelos baseados em funções de transferência de carga, as quais são admitidas conhecidas. A estaca está dividida em  $n$  elementos e o solo no entorno é substituído por um conjunto de molas totalmente independentes entre si, que interagem com a estaca nos centros de cada elemento.

Nestes modelos, há, portanto, a hipótese implícita simplificadora de que os deslocamentos ao longo de qualquer elemento da estaca não são afetados pelas

cargas transferidas ao solo pelos outros elementos, exceto através da própria estaca (VESIC, 1977).

Citam-se os modelos de Coyle e Reese (1966), Randolph e Wroth (1978), Fleming (1992) e Massad (1995).

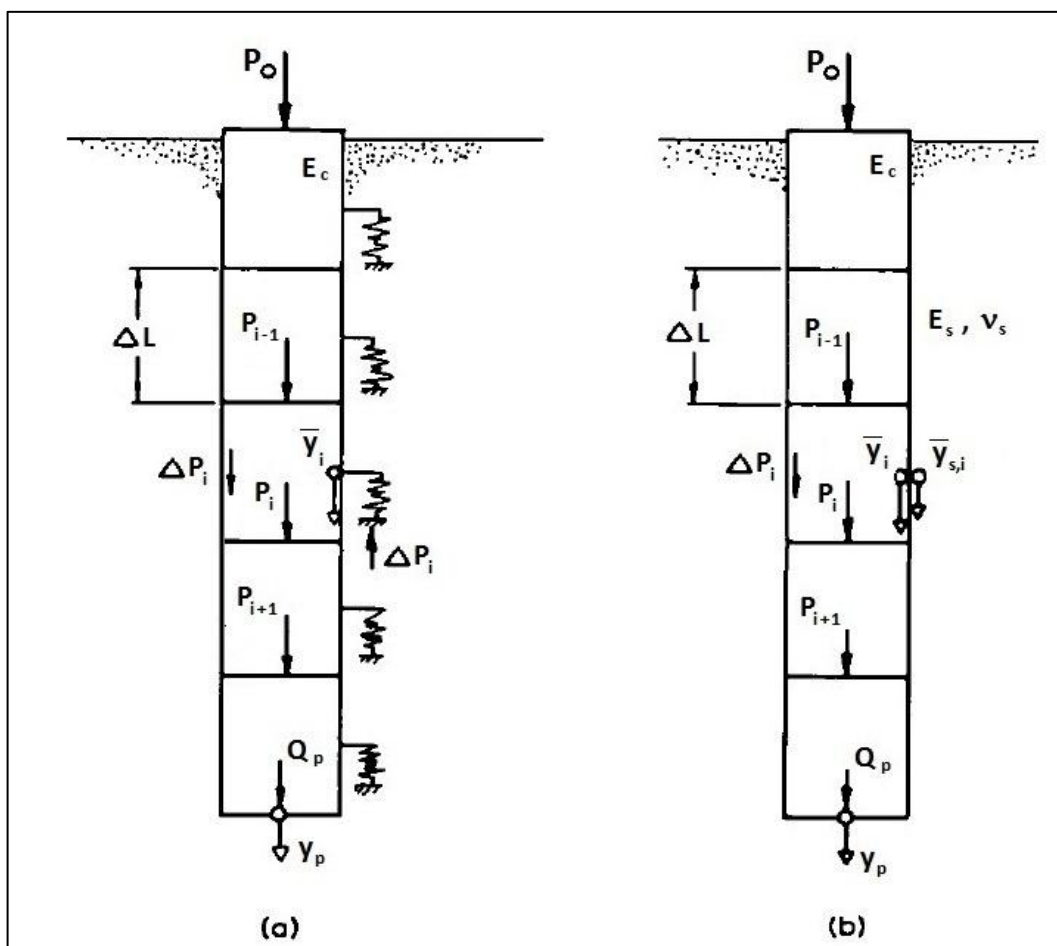


Figura 2.8 – Análise de transferência de carga: a) abordagem de funções de transferência de carga; b) abordagem do sólido elástico (fonte: adaptado de VESIC, 1977).

#### 2.1.3.4.2 Modelos baseados na Teoria da Elasticidade (sólido elástico)

A abordagem do sólido elástico, por sua vez, considera o solo como um meio contínuo e, portanto, os efeitos das cargas transmitidas ao solo nos pontos acima e abaixo do elemento em análise são, a princípio, englobados. O modelo foi levado à excelência por Poulos e Davis (1980).

No modelo do sólido elástico (Figura 2.8-b), a estaca é considerada como uma coluna de material elástico. O solo é dado por um meio semi-infinito, homogêneo e isotrópico, modelado primeiramente com comportamento elástico,

depois sendo introduzido o modelo elastoplástico. Os autores também desenvolveram a solução para o caso de substrato mais resistente sob a ponta da estaca.

Para a determinação dos deslocamentos do solo adjacente à estaca devido às cargas ao longo do fuste e ponta, Poulos e Davis (1980) utilizam os fatores de influência de Mindlin (1936). Os autores integraram a solução de Mindlin (1936) da Eq. 27, que é dada para uma carga pontual, considerando o comprimento e perímetro de cada elemento  $i$  da estaca (ou a área da base, no caso da ponta), obtendo os fatores de influência  $I_{ij}$  e  $I_{ip}$ , ou seja: para um elemento  $i$  da estaca (Figura 2.8-b), o deslocamento vertical do solo adjacente à estaca em  $i$  é dado pela somatória dos deslocamentos gerados em função das tensões de cisalhamento  $p_j$ , que atuam nos elementos  $j=1$  a  $n$ , e da reação de ponta  $q_p$ , conforme a Eq. 36, transcrita com a notação adotada na presente pesquisa. A equação também vale para obter o deslocamento do solo sob a ponta.

$$y_{s,i} = \frac{D}{E_s} \cdot \sum_{j=1}^n (I_{ij} \cdot p_j) + \left( \frac{D_b}{E_s} \cdot I_{ip} \right) \cdot q_p \quad (36)$$

onde:

- $y_{s,i}$  = Deslocamento vertical do solo adjacente ao elemento  $i$ , tendo  $i = 1$  a  $n$ , ou deslocamento do solo sob a ponta, para  $i = p$ ;
- $D$  = Diâmetro da estaca;
- $E_s$  = Módulo de elasticidade do solo (meio homogêneo);
- $p_j$  = Tensão de cisalhamento atuante no elemento  $j$ ;
- $q_p$  = Reação de ponta;
- $I_{ij}$  = Fator de influência de Mindlin, para o deslocamento vertical do elemento  $i$  devido à tensão de cisalhamento no elemento  $j$ ;
- $D_b$  = Diâmetro da ponta da estaca;
- $I_{ip}$  = Fator de influência de Mindlin, para o deslocamento vertical do elemento  $i$  devido à tensão uniforme na ponta.

Os deslocamentos da estaca são obtidos considerando a sua compressibilidade, devido à carga axial, através da Teoria da Elasticidade. Para a solução do modelo do sólido elástico, impõe-se a compatibilidade de deslocamentos do elemento da estaca ( $y_i$  da Figura 2.8-b) e do solo adjacente ( $y_{s,i}$  da Figura 2.8-b e Eq. 36), para cargas atuantes até a resistência da interface. Para cargas maiores, é considerada a plastificação, adotando-se a carga equivalente à resistência última:  $f_{ult}$ , no caso do atrito, ou  $q_{p,ult}$ , no caso da ponta.

Entretanto, Poulos e Davis (1980) fizeram uma simplificação na Eq. 36: mantiveram a relação independente entre o fuste e a ponta da estaca, assumindo que a influência da tensão que atua na ponta da estaca é desprezível para a estimativa do deslocamento do fuste; analogamente, para o deslocamento da ponta, as tensões de cisalhamento ao longo do fuste da estaca são desprezíveis. Assim, a Eq. 36 foi substituída pelas Eqs. 37a e 37b, observando-se que, para o recalque da ponta, foi utilizada a solução de Boussinesq:

$$\text{Fuste:} \quad y_{s,i} = \frac{D}{E_s} \cdot \sum_{j=1}^n (I_{ij} \cdot p_j) \quad ; \quad i = 1 \text{ a } n \quad (37a)$$

$$\text{Ponta:} \quad y_p = \frac{(\pi \cdot q_p \cdot D_b) \cdot (1 - \nu_b^2)}{4 \cdot E_b} \quad (37b)$$

onde:

- $y_{s,i}$  = Deslocamento vertical do solo adjacente ao elemento  $i$  do fuste,  $i = 1$  a  $n$ ;
- $D; E_s; I_{ij}; p_j; q_p; D_b$  = Conforme definidos anteriormente;
- $y_p$  = Deslocamento vertical do solo sob a ponta;
- $\nu_b$  = Coeficiente de Poisson do solo sob a ponta;
- $E_b$  = Módulo de elasticidade do solo sob a ponta.

Ademais, Poulos (1972) e Poulos e Davis (1980) definiram o fator  $\beta$ , que corresponde à proporção da carga aplicada na estaca que vai para a ponta, conforme a Eq. 38:

$$\beta = \frac{Q_p}{P_o} \quad (38)$$

onde:

- $Q_p$  = Carga que chega à ponta da estaca;
- $P_o$  = Carga aplicada no topo da estaca.

#### **2.1.3.4.3 Modelos numéricos**

Os modelos para a previsão da curva carga-recalque da estaca podem ser numéricos, fazendo a análise de tensões e deformações em meio contínuo, em geral sendo necessário o uso de programas computacionais. Destaca-se, em particular, o uso do Método dos Elementos Finitos (MEF).

Ellison e D'Appolonia (1971) apresentaram grande avanço nos estudos de transferência de carga ao longo de uma estaca através de modelagem numérica. Também se dedicaram ao estudo da ruptura da ponta da estaca, observando que a zona de ruptura penetra aproximadamente duas vezes o diâmetro abaixo da ponta. Entretanto, não se estende para cima, em oposto ao apresentado por teorias clássicas de plasticidade, uma vez que surge uma trinca de tração no entorno da borda da ponta da estaca, inibindo o espraiamento da zona de plastificação.

O MEF também pode ser utilizado para a interpretação de resultados de ensaios bidirecionais. England (2009) apresentou uma breve revisão sobre modelos numéricos já desenvolvidos, permitindo de modo interativo obter parâmetros, valores de tensão e deformação e a curva carga-recalque equivalente estimada. O uso do MEF para a interpretação de carregamentos bidirecionais é mais comum quando é feita instalação de expancells em mais de um nível.

#### **2.1.3.4.4 Modelos baseados nos diagramas de transferência da carga**

Existem também modelos baseados nos diagramas de transferência da carga axial em profundidade, como os de Aoki (1987; 1989a) e de Vargas (1977, 1978, 1981a, 1981b). Nestes modelos, adota-se como conhecido o primeiro diagrama de transferência de carga, ou seja, a distribuição de  $P(z)$  versus  $z$ .

### 2.1.3.5 Modelo de Coyle-Reese

Coyle e Reese (1966) utilizaram, como base de estudo, dados de estacas metálicas cravadas em argila, estudando cenários para a obtenção de funções de transferência de carga através de dados de instrumentação de estacas com *strain gages* em profundidade, dados de ensaios de campo e dados de ensaios de laboratório.

Os autores desenvolveram um método para a obtenção da curva carga-recalque no topo de uma estaca carregada axialmente, baseado em funções de transferência de carga para o fuste e para a ponta, as quais são admitidas conhecidas. Em suma, o procedimento consiste na subdivisão da estaca em  $n$  elementos, com as devidas forças atuando em cada segmento. Através do equilíbrio estático, computam-se as forças e os deslocamentos de cada elemento, de modo iterativo, progredindo da base ao topo da estaca.

No modelo baseado em funções de transferência de carga de Coyle e Reese (1966), o meio (solo) não é contínuo: é "discreto". Isto é, o deslocamento de um elemento não é causado pelo atrito de outros elementos. O mesmo vale para a reação de ponta, que não influencia o deslocamento de outros elementos, a não ser a ponta. Mas a estaca é admitida contínua, sendo considerada a interação entre seus elementos.

A seguir é apresentado o roteiro detalhado para procedimento do cálculo e obtenção da curva carga-recalque conforme o modelo de Coyle e Reese (1966), tendo como base a Figura 2.9.

O modelo tem por objetivo obter as forças e deslocamentos em cada elemento pré-definido da estaca (elementos  $i = 1$  a  $n$ ), através do equilíbrio estático, utilizando-se a Lei de Hooke e as funções de transferência de carga para o atrito e ponta.

O atrito lateral total da estaca,  $A_l$ , é dado pela somatória de  $\Delta P_1$  a  $\Delta P_n$ , e a resistência de ponta é dada por  $Q_p$  (Figura 2.9). O cálculo é iterativo e, portanto, o encurtamento elástico  $\Delta e$  é imputado automaticamente.

Para cada elemento  $i$ , pode ser adotada uma seção transversal e um módulo de elasticidade, além de considerado um atrito lateral unitário  $f_i$  referente àquela camada de solo.

Com base nestas informações, parte-se para a aplicação do modelo, seguindo-se os passos I a X, sendo utilizada a notação adotada na presente pesquisa:

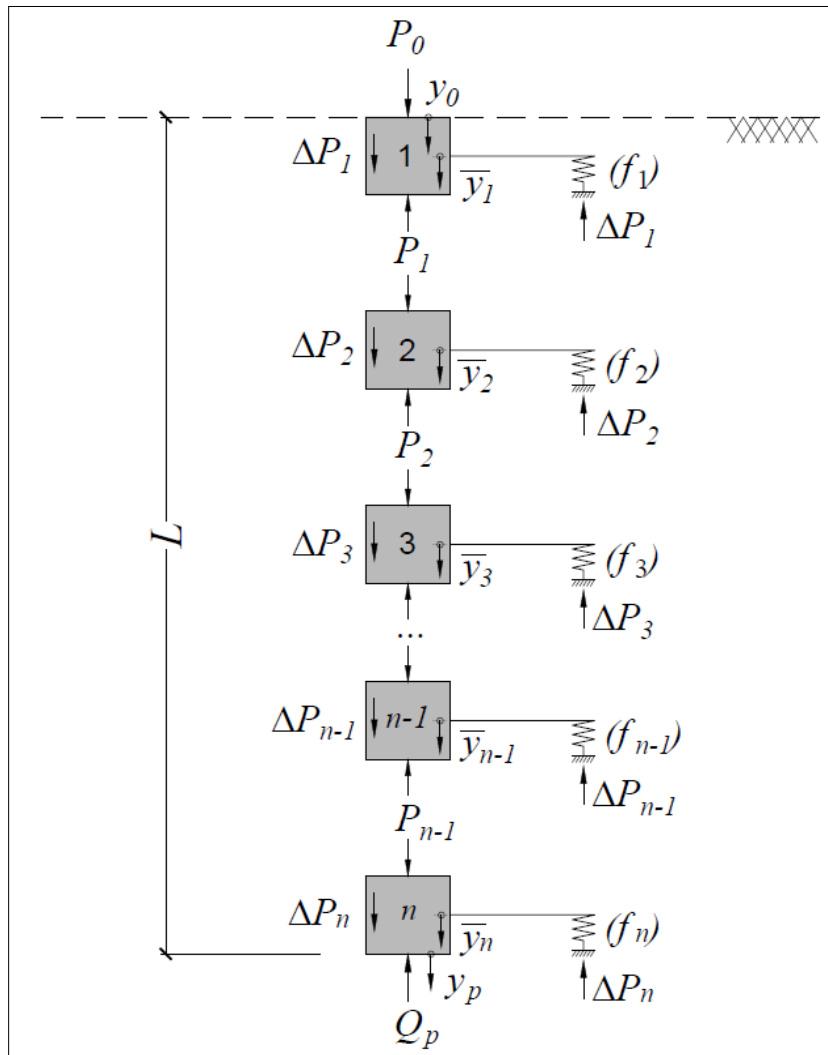


Figura 2.9 – Estaca carregada axialmente, com indicação das forças atuantes em cada elemento (fonte: adaptado de COYLE e REESE, 1966).

I. Inicia-se com a escolha arbitrária de um valor pequeno para o recalque da ponta,  $y_p$ . Calcula-se a carga de ponta  $Q_p$ .



II. Estima-se um deslocamento médio para o elemento da ponta ( $\bar{y}_n$ ). Para a primeira iteração, adota-se  $\bar{y}_n = y_p$ .

III. Utilizando-se  $\bar{y}_n$ , estima-se o atrito lateral unitário  $f_n$  neste segmento, através da curva conhecida  $f_n = f(\bar{y}_n)$ .

IV. Conhecendo-se o atrito lateral unitário  $f_n$ , computa-se a força atuante no topo do elemento  $n$ ,  $P_{n-1}$  (Eqs. 39 e 40):

$$P_{n-1} = Q_p + \Delta P_n \quad (39)$$

$$\Delta P_n = f_n \cdot \pi \cdot D \cdot \Delta L_n \quad (40)$$

onde  $\Delta P_n$  é a carga devido ao atrito lateral no elemento  $n$ , e  $D$  e  $\Delta L_n$  são o diâmetro e o comprimento do elemento  $n$ .

V. Calcula-se o encurtamento elástico da estaca no trecho entre a ponta e metade do elemento  $n$  ( $\Delta e/2$ ), assumindo-se variação linear de carga para pequenos segmentos:

$$\Delta e/2 = \frac{P_{n,med} + Q_p}{2} \cdot \frac{(\Delta L_n / 2)}{E_c \cdot S} \quad (41)$$

$$P_{n,med} = \frac{P_{n-1} + Q_p}{2} \quad (42)$$

onde  $P_{n,med}$  é a carga atuante na seção média do elemento  $n$  e  $E_c$  e  $S$  são seu módulo de elasticidade e sua seção transversal.

VI. Calcula-se o novo deslocamento do ponto médio do elemento da ponta:

$$\bar{y}_n = y_p + \Delta e / 2 \quad (43)$$

VII. Comparam-se os valores do deslocamento no ponto médio,  $\bar{y}_n$ , calculado no item VI e o admitido no item II.

VIII. Caso o deslocamento calculado não seja igual ao admitido com uma tolerância admissível, repetir os passos III a VIII, admitindo para  $\bar{y}_n$  o valor calculado em VI.

IX. Quando o cálculo convergir, calcular  $y_{n-1}$ , que é o deslocamento entre os elementos  $n-1$  e  $n$ : no topo do elemento  $n$  e na base do elemento  $n-1$ , através da equação:

$$y_{n-1} = y_p + \Delta e \quad (44)$$

X. Partir para o elemento de estaca acima, a partir do passo II, adotando-se  $P_n$  e  $y_n$ , respectivamente nos lugares de  $Q_p$  e  $y_p$ . Proceder assim, sucessivamente, até chegar ao elemento  $1$ , obtendo-se então  $P_o$  e  $y_o$ .

Conforme dito anteriormente, no modelo de Coyle e Reese (1966), está implícito que o efeito da carga de atrito de um elemento  $i$ ,  $\Delta P_i$  (ver Figura 2.9), em qualquer outro elemento da estaca  $j$ , inclusive a ponta, é negligenciado. Analogamente, o efeito de  $Q_p$  nos deslocamentos dos elementos  $j$  do fuste também é desprezado.

No que se refere à ponta, Poulos e Davis (1980), Randolph e Wroth (1978), Randolph (1994) e Vargas (1978) também adotaram a hipótese simplificadora de desconsiderar o recalque na ponta devido à carga de atrito lateral.

Vesic (1977) criticou as simplificações do modelo de Coyle e Reese (1966), afirmando que é contraditória à realidade. Nessa linha, Seol et al. (2009) e Seol e Jeong (2009) também criticaram, interpretando que o modelo subestima os valores dos recalques, e propuseram metodologias de análise de transferência de carga "acoplada", que considera o efeito da carga  $\Delta P_i$  (e de  $Q_p$ ) em elementos  $j$  (Figura 2.9).

Seol et al. (2009) fizeram análises numéricas através do Método dos Elementos Finitos, em que a resistência do fuste era acoplada, por se tratar de uma abordagem em meio contínuo. Os autores constataram que o acréscimo de recalque na ponta devido à carga do fuste,  $\Delta y_{p,f}$ , é proporcional a  $A_l$  e que a relação entre

$\Delta y_{p,f}$  e  $y_p$  é tanto maior quanto maior forem as relações de  $A_l/P_o$  e  $D/E_b$  (ver Lista de Símbolos). Ou seja, esta parcela seria mais relevante para estacas de atrito.

Seol e Jeong (2009) propuseram um método analítico baseado nos fatores de influência de Mindlin (1936), buscando considerar as parcelas de deslocamento em um elemento  $i$  devido às cargas atuantes nos outros elementos da estaca. Seol e Jeong (2009) concluíram, através de três estudos de casos – obras Pusan, Gimhae e Inchoen, que o valor de  $\Delta y_{p,f}$  teria sido relevante e deveria ser levado em conta nos modelos de cálculo para previsão da curva carga-recalque. Entretanto, entende-se que a crítica dos autores não procede para as estacas por eles estudadas, como se mostra no APÊNDICE B – Análise dos dados de Seol e Jeong.

### 2.1.3.6 Modelo de Randolph e Wroth

Randolph e Wroth (1978) obtiveram uma relação linear entre  $P_o-y_o$  para estaca isolada, compressível, flutuante, imersa em solo com comportamento elástico-linear, de módulo de elasticidade constante ou linearmente crescente com a profundidade. Randolph (1994) revisou-a, para incluir o caso de estacas de ponta.

Para validade do modelo, Randolph e Wroth (1978) impõem duas condições a serem atendidas, indicadas nas Eqs. 45 e 46:

$$\frac{(L/r)^2}{\lambda} \leq 20 \quad (45)$$

$$\frac{L}{r} \geq 20 \quad (46)$$

onde:

- $L$  = Comprimento da estaca;
- $r$  = Raio da estaca;
- $\lambda = E_c / G_s(L)$ ;
- $E_c$  = Módulo de elasticidade da estaca;
- $G_s(L)$  = Módulo de cisalhamento do solo na profundidade  $L$ .

$L/r$  representa a relação de esbeltez da estaca. Quando a Eq. 46 é atendida, os autores consideraram que a variação de tensões no solo causada pela transferência de carga na ponta da estaca pode ser desacoplada daquela causada pela transferência de carga ao longo do fuste. Assim, admitiram a divisão hipotética do subsolo pelo plano indicado pelos pontos A e B, na Figura 2.10-a, no nível da ponta da estaca. Na Figura 2.10-b, o plano AB foi "explodido" em  $A_1B_1$  e  $A_2B_2$ , indicando a divisão de atuação das cargas e, portanto, a camada de solo acima do plano AB irá se deformar exclusivamente devido à carga de atrito lateral  $A_l$  e a camada de solo abaixo do plano AB, exclusivamente devido a  $Q_p$ . Conforme citado anteriormente, hipótese semelhante foi feita por Poulos e Davis (1980) no modelo do sólido elástico.

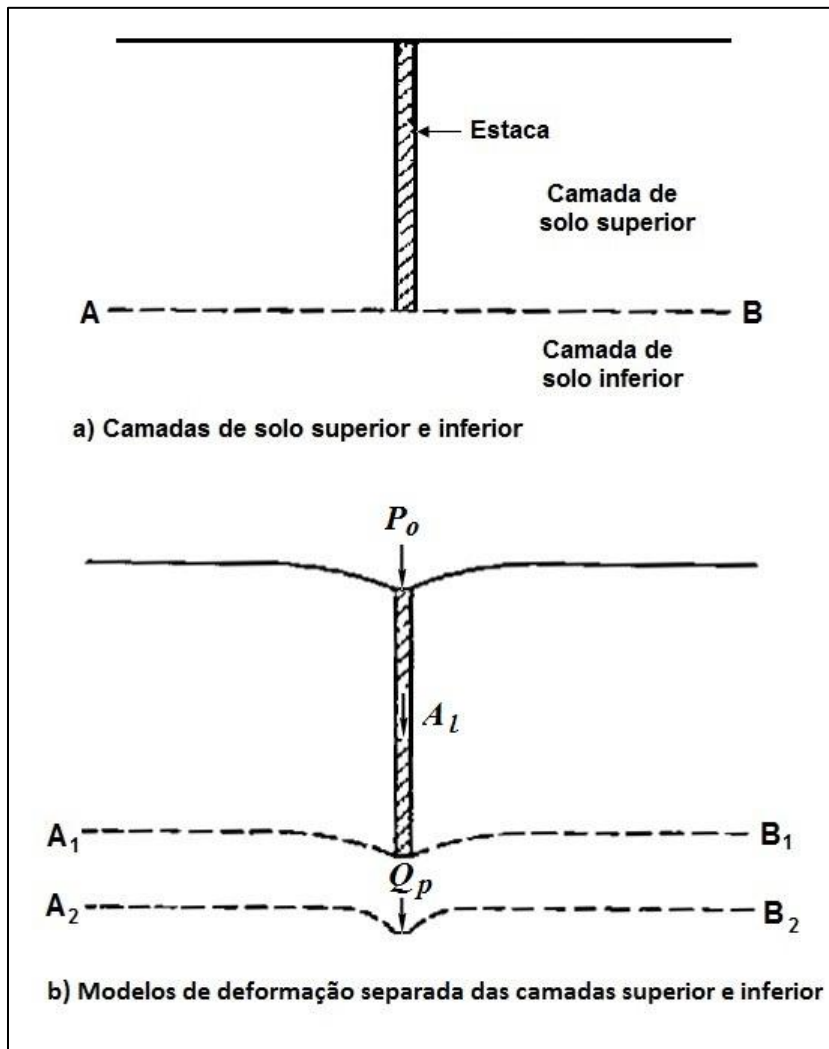


Figura 2.10 – Desacoplamento dos efeitos devidos ao fuste e à ponta da estaca (fonte: adaptado de RANDOLPH; WROTH, 1978).

Conforme será mostrado no próximo item, Fleming (1992) associou o termo  $\zeta \tau_s / (2G_s)$ , referente ao modelo de Randolph e Wroth (1978), a seu fator de flexibilidade adimensional  $M_s$ , sendo:

- $\zeta$  = Fator que correlaciona o raio mágico,  $r_m$ , e o raio da estaca (Eq. 47);
- $r_m$  = Raio mágico, que corresponde ao raio de influência limite, até o qual é considerada a atuação das tensões de cisalhamento (Eq. 48);
- $\tau_s$  = Tensão de cisalhamento ao longo do fuste;
- $G_s$  = Módulo cisalhante do solo.

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r}\right) \quad (47)$$

$$r_m = L \cdot \{0,25 + \xi \cdot [2,5 \cdot \rho \cdot (1 - \nu)] - 0,25\} \quad (*) \quad (48)$$

$$\rho = \frac{G_s(L/2)}{G_s(L)} \quad (49)$$

(\*) O fator  $\xi$  foi introduzido por Randolph (1994) para considerar as estacas de ponta.

- $r$ ;  $L$  = Conforme definidos anteriormente;
- $\nu$  = Coeficiente de Poisson do solo;
- $\xi = G_s(L) / G_b$ ;
- $\rho$  = Fator de heterogeneidade do subsolo ( $G_s$  crescente linearmente com a profundidade);
- $G_s(L/2)$  = Módulo cisalhante do solo na profundidade  $L/2$ , ou seja, à meia profundidade da estaca;
- $G_s(L)$  = Módulo cisalhante do solo na profundidade  $L$  da estaca;
- $G_b$  = Módulo cisalhante do solo da ponta.

### 2.1.3.7 Modelo de Fleming

Fleming (1992) elaborou um modelo de previsão da curva carga-recalque de uma estaca carregada no topo, baseado em funções hiperbólicas de transferência de carga, tanto para o atrito (Eq. 50a) quanto para a ponta (Eq. 50b).

$$\frac{y_o}{f} = a + b \cdot y_o \quad (50a)$$

$$\frac{y_p}{q_p} = a' + b' \cdot y_p \quad (50b)$$

onde:

- $y_o$  = Recalque relativo ao fuste, medido no topo da estaca;
- $f$  = Atrito lateral unitário;
- $y_p$  = Recalque da ponta da estaca;
- $r_p$  = Reação de ponta;
- $a; b; a'; b'$  = Constantes.

Dividindo-se as Eqs. 50a e 50b por  $y_o$  e  $y_p$ , respectivamente, é fácil ver que, nos limites, para recalques tendendo ao "infinito",  $b = 1/f_{ult}$  e  $b' = 1/q_{p,ult}$ , conforme postulado por Chin (1970, 1971).

O autor admitiu que o recalque do fuste é diretamente proporcional ao diâmetro  $D$  da estaca e decresce com aumentos de atrito unitário último. Com base nessa hipótese, introduziu o fator  $M_s$ , permitindo determinar o parâmetro  $a$ , através da Eq. 51:

$$a = M_s \cdot \frac{D}{f_{ult}} \quad (51)$$

onde:

- $M_s$  = Fator de flexibilidade adimensional;
- $a; D$  = Conforme definidos anteriormente;
- $f_{ult}$  = Atrito lateral unitário último.

Fleming (1992) associou o fator  $M_s$  aos parâmetros de Randolph e Wroth (1978) conforme a Eq. 52. Sugeriu valores para  $M_s$  entre 0,001 e 0,004, admitindo que  $G_s/\tau_s$  varia entre 500 e 2000 e, portanto,  $\zeta = 4$ , que corresponde a uma relação de  $L/r$  da ordem de 30 para subsolo homogêneo ( $\rho = 1$ ;  $\xi=1$ ).

$$M_s = \frac{\zeta \cdot \tau_s}{2 \cdot G_s} \quad (52)$$

sendo  $\zeta$ ,  $G_s$  e  $\tau_s$  conforme definidos no item anterior.

Para a determinação do termo  $a'$  da Eq. 50b, Fleming (1992) recorreu à solução de Boussinesq para sapata circular apoiada em um meio elástico com módulo de Young  $E_b$ , adotando um fator de correção do efeito da profundidade igual a 0,85, resultando na expressão:

$$a' = \frac{0,46 \cdot D}{E_b} \quad (53)$$

onde:

- $a'$ ;  $D$  = Conforme definidos anteriormente;
- $E_b$  = Módulo de elasticidade do solo sob a ponta da estaca.

Inicialmente, Fleming (1992) desenvolveu soluções para estacas infinitamente rígidas, em que o deslocamento no topo da estaca  $y_o$  é igual ao deslocamento de qualquer ponto do fuste e da ponta. As Eqs. 54a, 54b e 54c sintetizam os resultados obtidos por esse autor, usando as notações e símbolos adotados neste trabalho.

$$A_l = \frac{A_{l,ult}}{1 + M_s \cdot D / y_o} \quad (54a)$$

$$Q_p = \frac{Q_{p,ult}}{1 + 0,58 \cdot Q_{p,ult} / (D \cdot E_b \cdot y_p)} = \frac{Q_{p,ult}}{1 + 0,58 \cdot Q_{p,ult} / (D \cdot E_b \cdot y_o)} \quad (54b)$$

$$P_o = \frac{A_{l,ult}}{1 + M_s \cdot D / y_o} + \frac{Q_{p,ult}}{1 + 0,58 \cdot Q_{p,ult} / (D \cdot E_b \cdot y_o)} \quad (54c)$$

onde os parâmetros são os mesmos que os definidos para as equações anteriores.

Para considerar a compressibilidade da estaca, o autor indicou que seja adicionado o encurtamento elástico, que pode ser calculado através da Eq. 33, para carregamentos a partir do topo (ensaio convencional, de cima para baixo).

#### 2.1.3.7.1 Particularidade para estacas escavadas

Massad (2008) observou que, para estacas escavadas, o formato da reação de ponta pode ser do tipo rígido-elástico de Cambefort (1964) apresentada na Figura 2.11b, resultando na Eq. 55. Nota-se que, nesta equação, não foram consideradas cargas residuais ( $P_h=0$  e  $\mu=1$ ; notação conforme a Lista de Símbolos) porque, em geral, não ocorrem ou são desprezíveis para este tipo de estaca.

Nesse caso particular, no Modelo de Fleming (1992), a Eq. 54c deve ser substituída pela Eq. 56.

$$Q_p = A \cdot S + R \cdot S \cdot y_p = A \cdot S + R \cdot S \cdot y_o \quad (55)$$

$$P_o = \frac{A_{l,ult}}{1 + M_s \cdot D / y_o} + A \cdot S + R \cdot S \cdot y_o \quad (56)$$

onde:

- $Q_p$ ;  $S$ ;  $y_p$ ;  $y_o$ ;  $P_o$ ;  $A_{l,ult}$ ;  $M_s$ ;  $D$  = Conforme definidos anteriormente;
- $A$ ;  $R$  = Parâmetros da 2ª Lei de Cambefort.

#### 2.1.3.8 Modelo de Massad

Massad (1992, 1993, 1995) desenvolveu um modelo matemático que adota como funções de transferência de carga as Leis ou Relações de Cambefort (1964) modificadas, para incorporar as cargas residuais na ponta, quando existentes. Marques e Massad (2004) e Massad (2010) apresentaram as Relações de



Cambefort (1964) para o caso do parâmetro  $A$ , da 2ª Relação, ser diferente de zero, conforme a Figura 2.11.

As estacas são consideradas compressíveis. O coeficiente  $k$ , dado por:

$$k = \frac{A_{l,ult}}{K_r \cdot y_1} \quad (57)$$

mede a rigidez relativa do sistema estaca-solo do fuste, de tal forma que, se  $k < 2$ , a estaca se comporta como "curta" ou rígida e, se  $k > 8$ , como "longa" ou compressível. O termo  $y_1$  é o deslocamento correspondente ao esgotamento do atrito lateral ("quake").

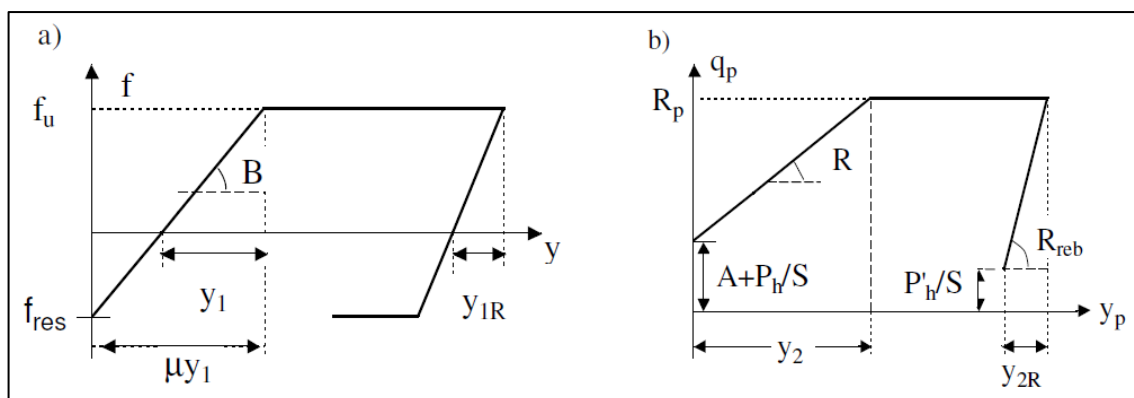


Figura 2.11 – Relações de Cambefort Modificadas: a) Primeira Relação; e b) Segunda Relação (fonte: MASSAD, 2010).

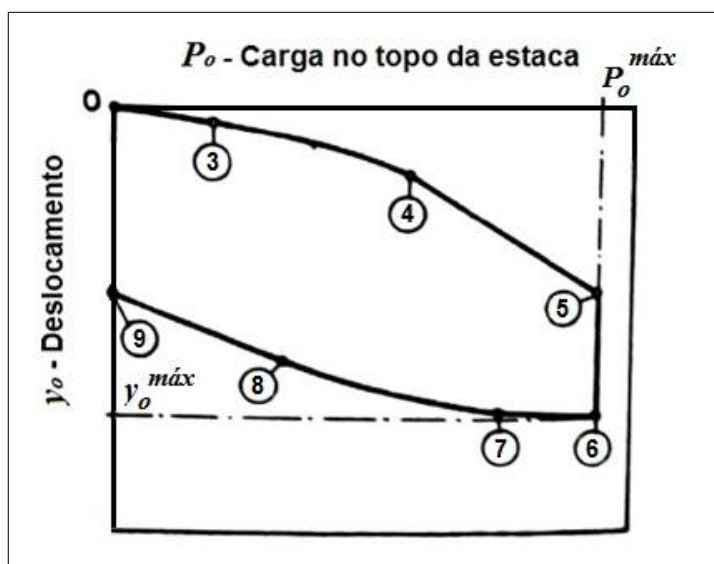


Figura 2.12 – Curva carga-recalque teórica no topo (fonte: adaptado de MASSAD, 1995).

No modelo de Massad (1995), a curva carga-recalque resultante de uma prova de carga é dividida em quatro trechos no fenômeno de transferência de carga, associados com cinco pontos diferentes na curva, conforme a Figura 2.12.

O modelo pode ser aplicado graficamente, através do "Método das Duas Retas" (LAZO e MASSAD, 1996; MASSAD e LAZO, 1998) e do "Método das Duas Retas Modificado" (MARQUES e MASSAD, 2004; VIANA DA FONSECA et al., 2007).

#### **2.1.4 Influência do Atrito Lateral na Ponta de Estaca Carregada pelo Topo**

Dentre os pesquisadores que estudaram a distribuição de tensões na região da ponta de uma estaca carregada axialmente no topo, podem-se citar Martins (1945), Geddes (1966), este mencionado por Poulos e Davis (1974), Vargas (1977, 1978, 1981a) e Randolph e Wroth (1978).

Os autores verificaram que a carga e o recalque da ponta são influenciados pelo atrito lateral. Entretanto, para certas condições típicas de geometria da estaca e de carregamento, Poulos e Davis (1974, 1980), Vargas (1977, 1978, 1981a) e Randolph e Wroth (1978) consideraram esta influência desprezível e não a incluíram em seus modelos de previsão da curva carga-recalque das estacas.

##### **2.1.4.1 Carga na Ponta devida ao Atrito Lateral – Teoria da Elasticidade**

Martins (1945), orientado por Grillo (1948), do IPT, estudou os acréscimos de tensões no solo causados pelo carregamento de uma estaca através da Teoria da Elasticidade.

Dada uma estaca isolada, inserida em um meio semi-infinito, homogêneo, isotrópico e com comportamento elástico-linear, carregada no topo, interessa-se, na presente pesquisa, por obter o acréscimo de tensão vertical  $\Delta\sigma_{p,f}$ , que resulta na região da ponta da estaca devido à carga de atrito lateral ao longo do fuste. Segundo Martins (1945), essa tensão pode ser escrita em função do coeficiente  $K_{zz}$ , além de  $A_l$  e  $L$ , conforme a Eq. 58, utilizando-se a notação adotada na presente pesquisa.

$$\Delta\sigma_{p,f} = K_{zz} \cdot \frac{A_l}{L^2} \quad (58)$$

onde:

- $\Delta\sigma_{p,f}$  = Acréscimo de tensão vertical na região da ponta da estaca, devido à carga de atrito lateral;
- $K_{zz}$  = Fator de influência para a tensão vertical no ponto de interesse, no caso a região da ponta da estaca, devido à carga de atrito lateral;
- $A_l$  = Carga de atrito lateral total;
- $L$  = Comprimento total da estaca.

O coeficiente  $K_{zz}$  foi determinado por Martins (1945) através da integração dos fatores de influência  $I_\sigma$  (Eq. 28) de Mindlin (1936) para a distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade da estaca, considerando as hipóteses de atrito lateral unitário uniforme, conforme o modelo da Figura 2.13, e coeficiente de Poisson igual a 0,5.

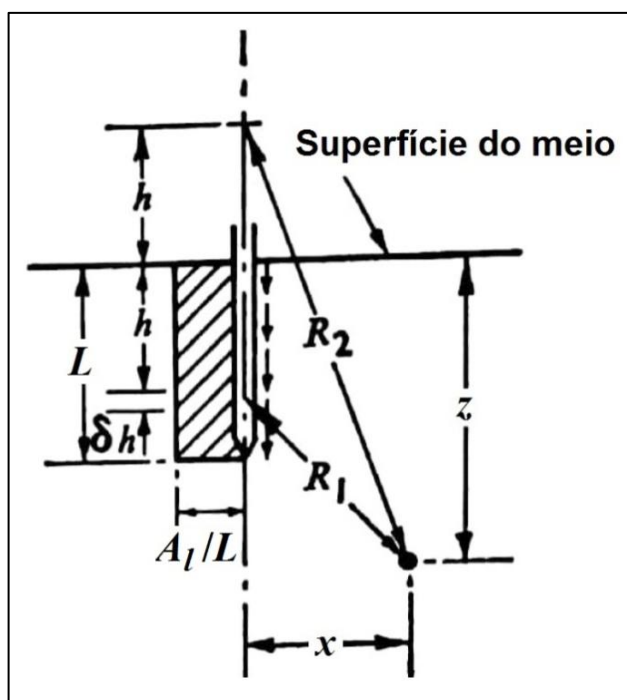


Figura 2.13 – Estaca com atrito lateral unitário constante. Meio semi-infinito, homogêneo, elástico ideal (adaptado de GEDDES, 1966).

A solução de Martins (1945) está indicada na Eq. 60 da Tabela 2.11, sendo as notações e símbolos adotados de acordo com a presente pesquisa (ver Lista de Símbolos). O autor também elaborou o ábaco apresentado na Figura 2.14. O mesmo fornece os acréscimos de tensões no entorno da estaca devido às cargas de atrito lateral e de ponta, com os quais é possível indiretamente calcular o recalque da ponta, utilizando-se alguma formulação de preferência. Observa-se que as cargas de atrito lateral influenciam na região da ponta da estaca.

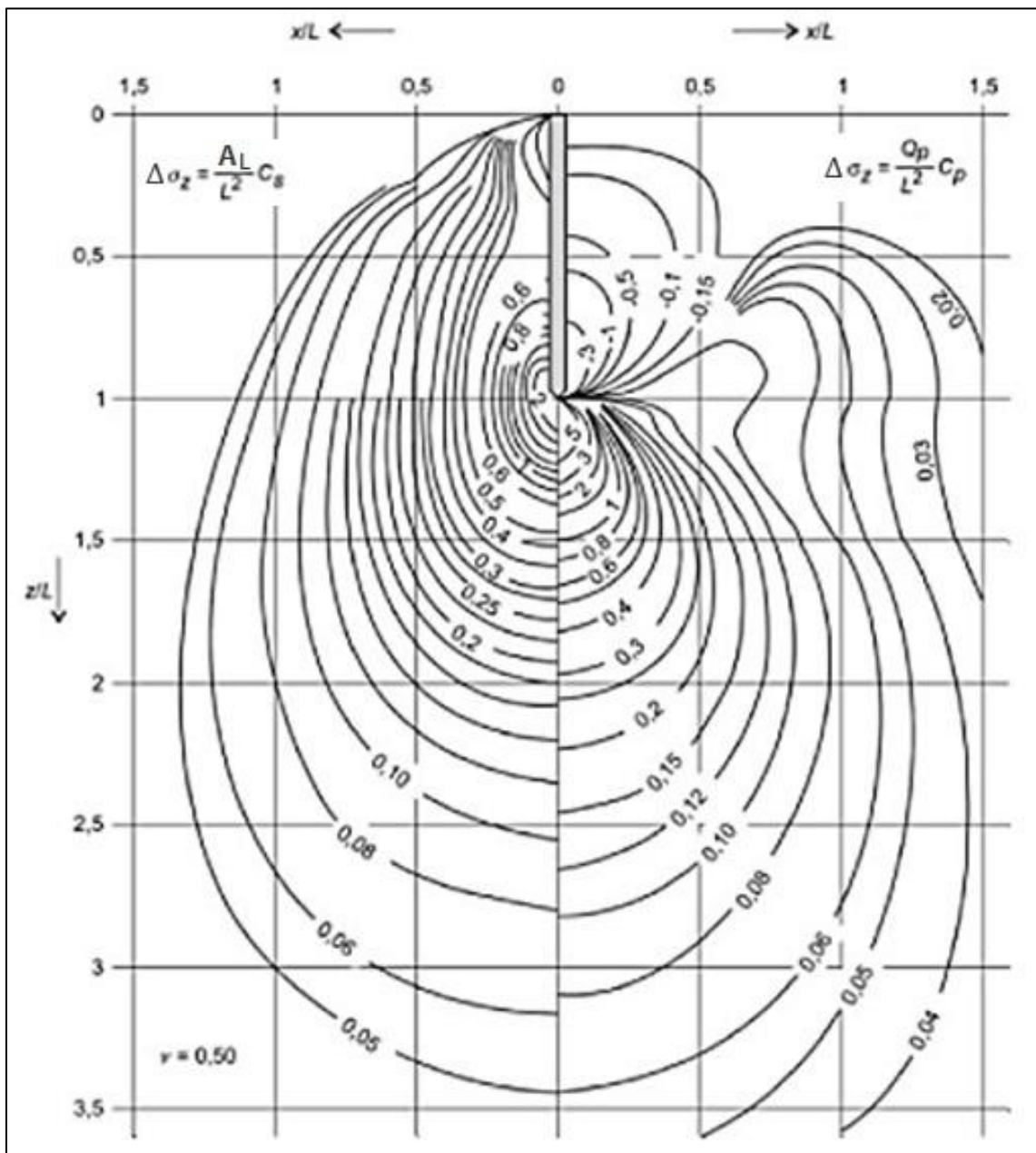


Figura 2.14 – Solução para o cálculo do acréscimo de tensões no solo causado por uma estaca. No ábaco,  $C_s$  corresponde a  $K_{zz}$ , símbolo adotado no presente trabalho (fonte: adaptado de MARTINS, 1945; GRILLO, 1948).

Geddes (1966) também integrou os fatores de influência (Eq. 28) de Mindlin (1936), para a hipótese de atrito lateral uniforme (Figura 2.14), fornecendo a solução de  $K_{zz}$  para qualquer valor de coeficiente de Poisson, dada pela Eq. 61 da Tabela 2.11. Substituindo-se o valor de  $\nu$  por 0,5 na Eq. 61, chega-se na Eq. 60 de Martins (1945).

Analogamente, Geddes (1966) determinou o acréscimo de tensão vertical resultante ( $\Delta\sigma_{p,f}$ ) para a hipótese de atrito lateral unitário linearmente crescente com a profundidade da estaca. Esta condição está apresentada na Figura 2.15 e a solução de  $K_{zz}$  obtida é dada pela Eq. 62 da Tabela 2.11.

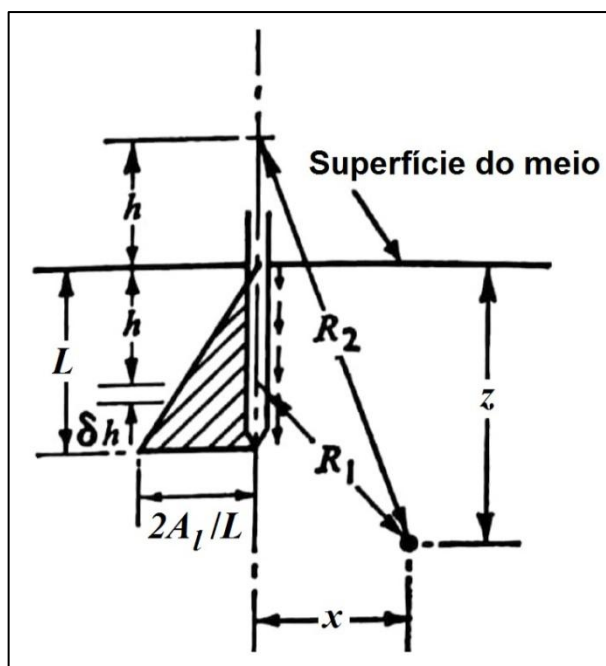


Figura 2.15 – Estaca com atrito lateral unitário linearmente crescente com a profundidade. Meio semi-infinito, homogêneo, elástico ideal (adaptado de GEDDES, 1966).

#### 2.1.4.2 Carga na Ponta devida ao Atrito Lateral – Estudo de Vargas

Vargas (1977, 1978) define o coeficiente  $\alpha$  para indicar a relação entre a carga de atrito lateral e a carga de ponta de uma estaca (Eq. 59):

$$\alpha = \frac{A_l}{Q_p} \quad (59)$$

Tabela 2.11 – Soluções de  $K_{zz}$  para a tensão vertical na região da ponta da estaca, devido à carga de atrito lateral, considerando a Teoria da Elasticidade e a integração das equações de Mindlin (1936) (fonte: da própria pesquisadora).

Autor	Modelo	Hipóteses Adotadas			Formulação <sup>(3;4)</sup>
		Geometria <sup>(1)</sup>	Coef. de Poisson	Distribuição de $f$ <sup>(2)</sup>	
Martins (1945)	Figura 2.13	$x = 0; m > 1$	$\nu = 0,5$	Uniforme	$K_{zz} = \frac{-1}{4\pi} \cdot \left[ \frac{-3}{m-1} - \frac{2}{m} + \frac{5m^2 + 12m + 3}{(m+1)^3} \right] \quad (5) \quad (60)$
	Figura 2.13	$x = 0; m > 1$	$\nu$ qualquer	Uniforme	$K_{zz} = \frac{-1}{8\pi(1-\nu)} \cdot \left[ \frac{-4(1-\nu)}{m} - \frac{2(2-\nu)}{(m-1)} + \frac{2(2-\nu)}{(m+1)} + \frac{4m(2-\nu)}{(m+1)^2} - \frac{4m^2}{(m+1)^3} \right] \quad (61)$
Geddes (1966)	Figura 2.15	$x = 0; m > 1$	$\nu$ qualquer	Linearmente Crescente	$K_{zz} = \frac{-1}{4\pi(1-\nu)} \cdot \left[ 2 - \frac{2(2-\nu)m}{(m-1)} + \frac{6(2-\nu)m}{(m+1)} - \frac{2(7-2\nu)m^2}{(m+1)^2} + \frac{4m^3}{(m+1)^3} - 2(2-\nu) \ln \left( \frac{m^2-1}{m^2} \right) \right] \quad (62)$

<sup>(1)</sup>  $x = 0$  no eixo da estaca;  $m = z/L$ ;  $m > 1$  para profundidades abaixo da ponta da estaca;

<sup>(2)</sup>  $f$  = atrito lateral unitário ao longo do fuste;

<sup>(3)</sup> As notações e símbolos foram adotadas de acordo com este trabalho (ver Lista de Símbolos);

<sup>(4)</sup> Convenção de sinais adotada: + compressão; - tração (obs.: contrário ao adotado por Martins e Geddes);

<sup>(5)</sup> Martins (1945) cometeu equívocos de digitação dos sinais ao transcrever a equação para  $K_{zz}$ , porém, sem comprometer a resolução final, pois os ábacos do autor foram elaborados com a formulação correta. Geddes (1966) possivelmente constatou este erro, pois cita que "o artigo [refere-se ao trabalho de Grillo (1948), orientador de Martins (1945) e responsável por divulgar internacionalmente os estudos] inclui ábacos que parecem corretos, embora as equações que o acompanham contenham um número de inconsistências e erros". A equação transcrita no presente trabalho (Eq. 60) está corrigida.

onde:

- $\alpha$  = Coeficiente definido por Vargas;
- $A_l$  = Atrito lateral total;
- $Q_p$  = Parcela da carga total da estaca que vai para a ponta.

Destacou-se, no Item 2.1.4.1, que há um acréscimo de tensões na região da ponta da estaca devido à carga de atrito lateral,  $\Delta\sigma_{p,f}$  (Eq. 58). Adotando-se a hipótese de distribuição uniforme de  $\Delta\sigma_{p,f}$  sob a ponta da estaca, pode-se determinar o acréscimo de carga resultante através da Eq. 63:

$$\Delta Q_{p,f} = \Delta\sigma_{p,f} \cdot S \quad (63)$$

onde:

- $\Delta Q_{p,f}$  = Acréscimo de carga na ponta da estaca devido à carga de atrito lateral;
- $\Delta\sigma_{p,f}$  = Acréscimo de tensão vertical na ponta, devido à carga de atrito lateral (Eq. 58);
- $S$  = Área da ponta da estaca.

Para a determinação de  $\Delta Q_{p,f}$ , Vargas (1977, 1978, 1981a) definiu a Eq. 64, a partir das Eqs. 58, 59 e 63, adotando  $K_{zz} \cong 5$  (fator de influência da carga de atrito lateral sobre a tensão na ponta), com base no ábaco de Martins (1945) da Figura 2.14.

$$\Delta Q_{p,f} = \frac{K_{zz} \cdot S \cdot \alpha \cdot Q_p}{L^2} = \frac{5 \cdot S \cdot \alpha \cdot Q_p}{L^2} \quad (64)$$

onde:

- $\Delta Q_{p,f}$ ;  $K_{zz}$ ;  $S$ ;  $\alpha$ ;  $Q_p$ ;  $L$  = Conforme definidos anteriormente.

Nota-se que, segundo a Eq. 60 (Tabela 2.11) de Martins (1945), o valor de  $K_{zz} \cong 5$  corresponde ao fator de profundidade  $m \cong 1,05$ , sendo  $m = z/L$ , com  $z$  igual à profundidade do ponto em estudo e  $L$ , ao comprimento da estaca.

Para as condições das estacas estudadas, Vargas (1978; 1981a) chegou à conclusão de que o valor de  $\Delta Q_{p,f}$  seria muito pequeno e poderia ser desprezado.

### 2.1.4.3 Carga na Ponta devida ao Atrito Lateral – Considerações Adicionais

Em função do que foi apresentado anteriormente, pode-se concluir o que segue.

Martins (1945) mostrou que a parcela  $\Delta Q_{p,f}$  é proporcional à carga de atrito lateral,  $A_l$ . Vargas (1977, 1978) apresentou a relação de  $\Delta Q_{p,f}$  e  $Q_p$  em função do parâmetro  $\alpha$ , sendo possível observar que a relação é maior para estacas de atrito, ou seja, que possuem altos valores de  $\alpha$ . Como conclusão, Vargas (1977, 1978) considerou a parcela de deslocamento da ponta, em função do atrito lateral, desprezível.

Randolph e Wroth (1978) indicam que, para estacas com relação de esbeltez  $L/r \geq 20$ , as variações de tensões no solo causadas por transferência de carga na base da estaca poderiam ser desacopladas daquelas causadas por transferência de carga ao longo do fuste da estaca, ou seja, a parcela  $\Delta Q_{p,f}$  poderia ser desprezada.

Poulos e Davis (1980) consideram a simplificação de que a influência das tensões de cisalhamento ao longo do fuste da estaca é desprezível, para o cálculo do deslocamento da ponta.

Segundo Seol et al. (2009), o recalque da ponta devido à carga do fuste,  $\Delta y_{p,f}$ , é proporcional a  $A_l$  e a relação entre  $\Delta y_{p,f}$  e  $y_p$  é tanto maior quanto maior forem as relações de  $A_l/P_o$  e  $D/E_b$  (ver Lista de Símbolos). Seol et al. (2009) e Seol e Jeong (2009) concluíram que o valor  $\Delta y_{p,f}$  é relevante e, portanto, não deve ser desconsiderado, hipótese refutada no APÊNDICE B.



## 2.2 TIPOS DE PROVAS DE CARGA

Cambefort (1964) dizia que ainda se lidava com fundações em estacas como o “homem pré-histórico”, porque nem sempre se tinha domínio sobre os métodos de cálculo de capacidade de carga, e tampouco se compreendia o seu comportamento. Observa-se que, de certa forma, esta afirmação continua atual, porque os projetos ainda são permeados por dúvidas e incertezas, principalmente quanto à porcentagem de carga que é suportada pela ponta da estaca e por atrito lateral no seu fuste. No Brasil, em um número grande de obras, não é feito nenhum tipo de ensaio nas fundações. Quando são feitos, as estacas raramente são instrumentadas em profundidade e mesmo levadas até a ruptura.

Os tipos de ensaios que podem ser feitos em estacas para aferir a sua capacidade de carga são: a) prova de carga estática convencional, b) ensaio de carregamento dinâmico, c) prova de carga estática com carregamento bidirecional, ou ensaio bidirecional e d) prova de carga instrumentada em profundidade, sendo os mesmos detalhados na sequência.

### 2.2.1 Prova de Carga Estática Convencional

A prova de carga estática convencional é também chamada de prova de carga comum, sendo normatizada pela NBR 12131 (ABNT, 2006). Necessita-se executar um sistema de reação, usualmente com estacas de tração ou tirantes, para a aplicação de carga no topo da estaca a ser ensaiada, através de macacos hidráulicos.

Em termos de carregamento, a prova de carga pode ser do tipo lenta, rápida, mista, cíclica lenta e cíclica rápida. As cargas são aplicadas em estágios: a) no ensaio lento, em cada estágio, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos; b) no rápido, cada estágio é mantido por 10 minutos; c) no misto, é feito carregamento lento até 1,2 vezes a carga de trabalho e, posteriormente, prossegue-se com carregamento rápido; d) no ensaio cíclico lento, são aplicados ciclos de carga-descarga, mantidos até a estabilização dos deslocamentos; e e) no cíclico rápido, os ciclos de carga-descarga têm duração de 10 minutos.

São medidas as cargas aplicadas e os deslocamentos ocorridos no topo, através de deflectômetros ou LVDT's. Através da prova de carga, obtém-se a curva

carga-recalque no topo da estaca, sendo um dado importante para o estudo de seu comportamento.

### 2.2.2 Ensaio de Carregamento Dinâmico

O ensaio de carregamento dinâmico é executado em estacas com o objetivo principal de obter uma avaliação de sua capacidade de carga, sendo sua análise fundamentada na teoria da equação de onda unidimensional. A norma NBR 13208 (ABNT, 2007) especifica a aparelhagem, os equipamentos e generalidades do método de ensaio.

Consiste na aplicação de uma sequência de golpes na cabeça da estaca com o martelo do equipamento bate-estacas. Medem-se valores de deformação específica e aceleração em função do tempo através de transdutores de força e acelerômetros de alta sensibilidade, instalados próximas ao topo da estaca, a uma distância mínima estabelecida por norma. A partir desses dados, são calculados os sinais de força e velocidade provocados por um dado golpe.

Segundo a NBR 13208 (ABNT, 2007), esse ensaio permite obter em tempo real (no campo): a resistência estática (RMX) da estaca, calculada através do método simplificado do tipo CASE, a energia máxima do golpe, uma verificação de anomalia estrutural do material que compõe a estaca, valores máximos de tensão no fuste e na ponta e o deslocamento máximo,. Os dados obtidos em campo devem, posteriormente, ser avaliados por análise numérica através do “*Case Pile Wave Analysis Program*” (CAPWAP). Os resultados desta análise incluem a curva carga-recalque estática simulada para o topo da estaca, os deslocamentos do topo da estaca e a distribuição de resistência ao longo do fuste e na ponta, entre outros.

Originalmente, o ensaio consiste na aplicação de um ciclo de 10 golpes, com energia constante. Aoki (1989b) introduziu o ensaio com energia crescente, sendo um ensaio cíclico: cada ciclo de golpes corresponde a um impacto de energia maior.

Considerando o ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente, Aoki (1997) propôs uma metodologia para a determinação da capacidade de carga de estacas cravadas. Valverde e Massad (2018) apresentaram uma metodologia para a obtenção da envoltória máxima de atrito lateral da estaca, principalmente quando imersa em solos sensíveis e com desenvolvimento de *set up* ao longo do tempo.

### 2.2.3 Prova de Carga Estática Bidirecional ou Ensaio Bidirecional

A descrição da prova de carga estática bidirecional, ou, simplesmente, ensaio bidirecional, é apresentada no item 2.3 – "O ENSAIO BIDIRECIONAL".

### 2.2.4 Prova de Carga Instrumentada em Profundidade

Uma prova de carga estática convencional fornece informações limitadas para o projetista, tendo sido cada vez mais percebida a importância da execução de instrumentação em profundidade, a fim de entender o mecanismo de transferência de carga. O ensaio bidirecional fornece informações diretas sobre a ponta da estaca (FELLENIOUS, 2019). Em ambos os testes, pode ser feita a instrumentação da estaca ao longo de seu fuste e na ponta.

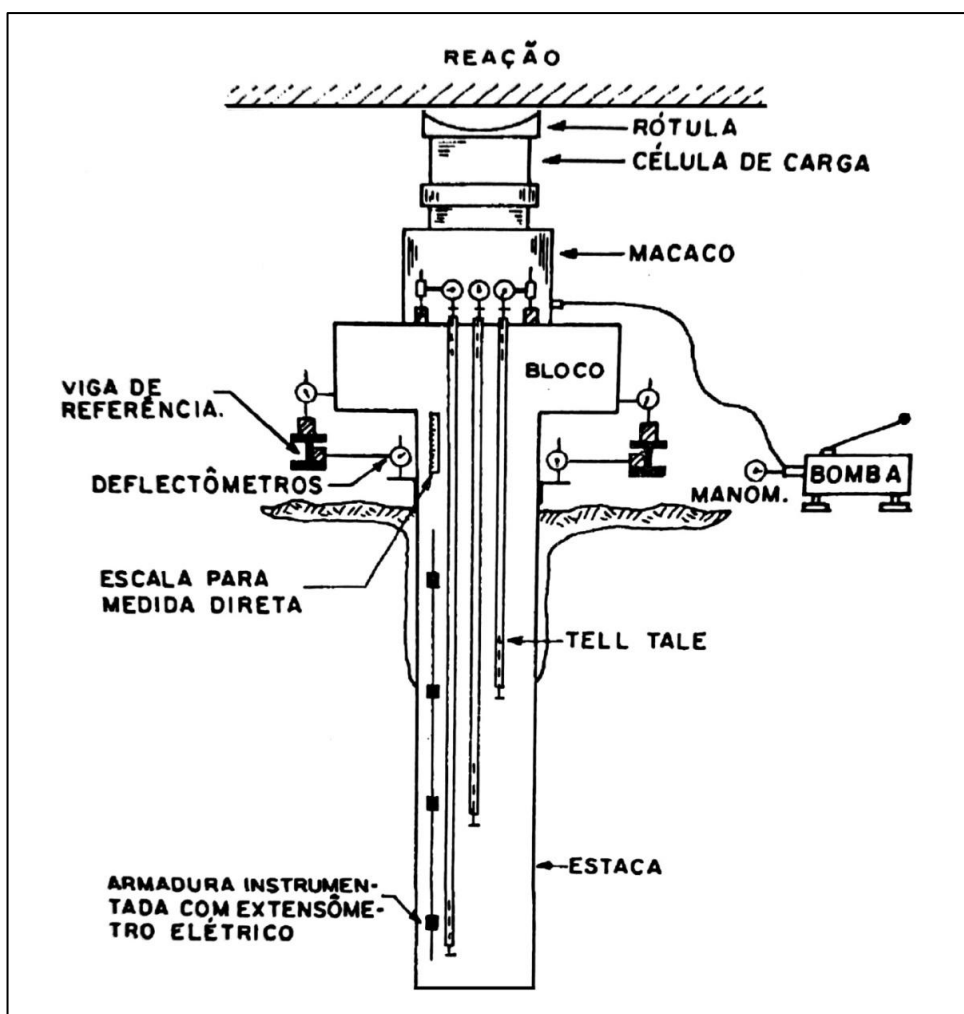


Figura 2.16 – Instrumentação típica utilizada para estudo de transferência de carga (NIYAMA et al., 1998).

A Figura 2.16 exemplifica uma instrumentação típica de prova de carga. De maneira geral, utilizam-se deflectômetros, extensômetros elétricos, ou *strain gages*, LVDT's e *telltales*, podendo ser instalados individualmente ou em sistemas. Nos subitens seguintes, é feita uma descrição desses instrumentos.

#### 2.2.4.1 Deflectômetros

A Figura 2.17 ilustra deflectômetros mecânicos. Eles são instalados para medir deslocamentos no topo da estaca ou no topo da haste de *telltales*. Em provas de carga estática, é preconizado pela norma brasileira NBR 12131 (ABNT, 2006) o uso de quatro deflectômetros em dois eixos ortogonais, no topo da estaca.



Figura 2.17 – Deflectômetros mecânicos apoiados em viga de referência, sendo um para medição do deslocamento do topo da estaca e os outros três, para *telltales* (fonte: cedido à pesquisadora).

#### 2.2.4.2 Extensômetro Elétrico – *Strain Gage*

Os extensômetros elétricos são mais conhecidos pela nomenclatura em inglês: *strain gages* ou *strain gauges*. Tratam-se de resistências elétricas, posicionadas numa barra de aço ou na armadura de uma estaca, de forma a constituir uma Ponte de Wheatstone. Desta maneira, são eliminados os efeitos de

temperatura e flexão da barra ou armadura instrumentada. A Figura 2.18 apresenta o instrumento esquematicamente.

Estes extensômetros são protegidos antes de sua instalação contra a umidade e choques mecânicos, através da aplicação de resina especial. Quando a barra ou armadura se deforma, o extensômetro sofre a mesma deformação, o que provoca uma alteração na sua resistência elétrica, podendo ser medida com aparelhos apropriados. Os valores de resistência elétrica em função das deformações são calibrados previamente em laboratório, sendo obtidos então o encurtamento ou o alongamento reais da estaca através de correlação.

Albuquerque (2001) destaca algumas vantagens dos extensômetros elétricos: alta precisão de medida, excelente resposta dinâmica, excelente linearidade, possibilidade de efetuar medidas a distância e pode ser utilizado imerso em água ou em atmosfera de gás corrosivo (com tratamento adequado).

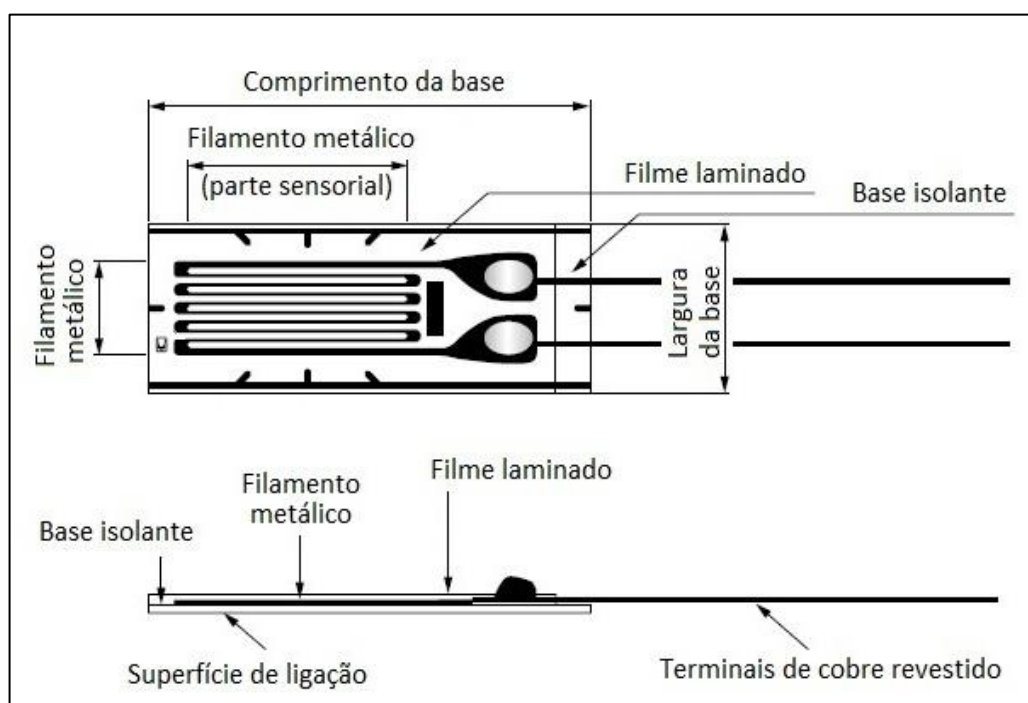


Figura 2.18 – Figuras esquemáticas de um *strain gage*, visto de cima e lateralmente. O tipo usual atualmente no Brasil é o KFG-2-120-D16-11 (fonte: adaptado de KYOWA, 2015).

### 2.2.4.3 LVDT

A sigla LVDT significa “*Linear Variable Differential Transducers*” ou, em português, Transdutor Linear Indutivo de Deslocamento, sendo mostrado na Figura 2.19.

O LVDT é um dispositivo eletromecânico que produz uma saída elétrica proporcional ao deslocamento de um núcleo ferro-magnético móvel, ou seja, quando instalado na estaca, converte a energia mecânica associada à deformação da estaca em sinais elétricos de saída. Os dados são registrados automaticamente numa leitora. Também há no mercado o LVWDT, sendo que o “W” se refere à transmissão remota (*wireless*).



Figura 2.19 – Transdutor de deslocamento (LVDT) usado para medir deslocamento (fonte: cedido à pesquisadora).

#### **2.2.4.4 Telltale**

O *telltale* é um instrumento para medição de deslocamento em profundidade, a partir de uma haste de prolongamento. A mesma é constituída por segmentos de tubos de alumínio trefilado, rosqueados e parafusados.

O *telltale* deve ser instalado dentro de um tubo guia de aço galvanizado. O *telltale* é solidarizado à estaca em apenas um ponto pré-estabelecido (aquele em que se pretende medir deslocamentos), através de um pino de espera, previamente fixado junto à ponta do tubo guia. O espaço entre as hastes e o tubo guia é preenchido posteriormente com graxa ou óleo.

As leituras são realizadas com deflectômetros, extensômetros mecânicos ou LVDT's, instalados no topo da haste. Obtém-se o deslocamento do ponto pré-fixado, podendo-se obter informações como: recalque da ponta, se o mesmo estiver solidarizado à ponta da estaca, ou deformação elástica da estaca entre dois pontos instrumentados, seja com *telltales* ou com outros instrumentos.

#### 2.2.4.5 Célula de Pressão Total

A célula de pressão total está ilustrada na Figura 2.20. Ela é instalada na ponta da estaca e consiste em duas chapas de aço com o diâmetro aproximado da estaca, deixando-se um espaço estreito entre elas, onde é instalada uma célula de carga. A tensão que chega à ponta é medida através da célula de carga, sendo multiplicada pela área da ponta para obter, diretamente, a carga de ponta.



Figura 2.20 – Célula de pressão total, instalada na extremidade inferior da armação da estaca. Observa-se que foi executado um cone de concreto abaixo da célula, para evitar que fiquem vazios sob a ponta da estaca após sua instalação (fonte: GEOKON, 2017).

É pouco usual porque apresenta algumas limitações: qualquer excentricidade prejudica o ensaio, não se adaptam a estacas cravadas, podem ficar vazios sob a base da célula e apresentam elevado custo, pois não são recuperáveis. Ademais, Viana Da Fonseca et al. (2007) observaram que a carga de ponta estimada através de seu uso pode ser muito diferente da real, pois podem haver

variações na seção transversal da estaca na região da ponta, em função do método executivo, além de ser provável que a tensão na zona de concreto na região anelar fora da célula de carga seja diferente da tensão aplicada na célula. Para contornar essas incertezas, os autores recomendam estimar a carga de ponta através da extrapolação de leituras de *strain gages* instalados no fuste, próximos à ponta.

Ressalta-se a solução para minimizar a existência de vazios sob a ponta da célula indicada na Figura 2.20, consistindo da concretagem de um "cone" sob a base da célula, previamente à sua instalação na estaca. Essa solução parece ser apropriada também para as expancells, uma vez que problemas de vazios na concretagem também podem ocorrer em seu entorno.

#### 2.2.4.6 Como Interpretar Dados de Instrumentação

Os dados de instrumentação são interpretados através da teoria apresentada em 2.1.3.2 – "Contribuição de Vesic", obtendo-se:

- O 1º diagrama de transferência de carga: carga ao longo da profundidade da estaca (Figura 2.3-b);
- O 2º diagrama de transferência de carga: atrito lateral ao longo da profundidade da estaca (Figura 2.3-c); e
- As funções de transferência de carga para o atrito lateral unitário e a resistência de ponta (Figura 2.7).

O extensômetro elétrico, ou *strain gage*, fornece a deformação específica,  $\varepsilon$ , diretamente. Em geral são instalados em vários níveis ao longo do fuste da estaca. A partir das medidas de  $\varepsilon$  de cada *strain gage*, constrói-se o 1º diagrama de transferência de carga, através da Eq. 30, obtendo-se as curvas  $P(z)$  em função de  $z$ , para cada valor de carga aplicada no topo da estaca, inclusive para o descarregamento da prova de carga (ver Lista de Símbolos). O 2º diagrama de transferência de carga, também para cada carga no topo, é obtido a partir do 1º diagrama, utilizando-se a Eq. 29. A carga de ponta pode ser obtida por extrapolação do trecho inferior da curva do 1º diagrama.

Para obter as funções de transferência de carga do atrito unitário, é necessário obter o deslocamento  $y(z)$  de cada ponto instrumentado, que pode ser



calculado através da Eq. 32. Observa-se que  $y(z)$  depende do encurtamento elástico,  $\Delta e(z)$ , ocorrido até esse nível.  $\Delta e(z)$ , por sua vez, é dado pela Eq. 31. De maneira prática, obtêm-se os valores de  $\Delta e$  de cada trecho da estaca entre os pontos instrumentados, pela multiplicação de  $\varepsilon$  e o comprimento desse trecho. Cada instrumento pode ser associado a uma camada de subsolo. Para cada carga e descarga no topo, há um par de "*f versus y*" em cada nível instrumentado, podendo-se construir a função de transferência de carga do atrito lateral unitário de cada camada.

Para obter a função de transferência de carga da ponta, "*q<sub>p</sub> versus y<sub>p</sub>*", caso não tenha sido instalado *telltale* no nível da ponta, o deslocamento  $y_p$  deve ser obtido a partir do valor de  $y(z)$  estimado no ponto instrumentado com *strain gage* mais próximo à ponta, subtraindo-se o encurtamento elástico da estaca que tenha ocorrido nesse trecho, o qual possivelmente pode ser estimado por extrapolação dos dados.

Os *telltales*, por sua vez, medem o deslocamento do ponto onde foi ancorado. Caso tenha sido instalado próximo à ponta da estaca, obtêm-se diretamente o recalque aproximado da ponta,  $y_p$ . Caso esteja instalado em outra profundidade  $z$  qualquer, tem-se o deslocamento  $y(z)$  deste nível.

Subtraindo-se os deslocamentos medidos em dois níveis diferentes, obtêm-se o encurtamento elástico  $\Delta e$  da estaca nesse trecho. Caso o espaçamento entre eles não seja muito grande, em relação à heterogeneidade das camadas de subsolo, podem-se obter os dois diagramas de transferência de carga, bem como as funções de transferência de carga, analogamente ao descrito acima.

A metodologia de interpretação descrita acima se refere à instrumentação feita para a execução de prova de carga estática convencional, quando a carga é aplicada no topo. A estaca também pode ser instrumentada no caso de ensaios bidirecionais, em que a aplicação de carga é feita através da *expancell* instalada em profundidade, sendo a metodologia de interpretação análoga, mudando-se apenas o sentido dos deslocamentos do fuste.

Uma grande dificuldade é a aferição da magnitude de  $E_c \cdot S$ , conforme está discutido no próximo subitem.

### 2.2.4.6.1 Obtenção do Módulo de Elasticidade da Estaca

Há certa dificuldade na aferição do valor do módulo de elasticidade das estacas de concreto moldadas in loco,  $E_c$ , ou melhor, do produto  $E_c \cdot S$ . Primeiramente, porque a taxa de armação da fundação é variável, sendo que o aço e o concreto têm módulos de elasticidade diferentes, devendo ser considerado um módulo equivalente. Além disso, a seção transversal  $S$  de estacas escavadas pode apresentar variabilidade, em especial para estacas não revestidas, sendo desconhecida. Ademais, pode haver dúvidas quanto à homogeneidade do concreto, devido ao método executivo empregado.

Especificamente sobre o valor do módulo de elasticidade do concreto,  $E_{conc}$ , Langendonck (1954) mostrou que a relação entre a tensão e a deformação não é linear, devendo ser feita uma aproximação para a obtenção de um valor único de  $E_{conc}$ . O autor ainda analisou ensaios de laboratório e campo, demonstrando que o  $E_{conc}$  apresenta certa variabilidade, que não é desprezível. Além do mais, o módulo varia em função da resistência à compressão do concreto, mas não de forma linear, além de apresentar dispersões, e varia também em função da quantidade de ciclos de carga aplicados.

Quando não forem realizados ensaios para a obtenção do módulo de elasticidade do concreto, a Norma Brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) fornece uma expressão para uma estimativa aproximada, apresentada na Eq. 65, sendo considerado o módulo secante.

$$E_{conc} = \alpha_i \cdot \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (65)$$

onde:

- $E_{conc}$  = Módulo de elasticidade da estaca de concreto, em MPa, para  $f_{ck}$  de 20 a 50 MPa;
- $\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck} / 80 \leq 1,0$ ;
- $\alpha_E$  = Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade, conforme a Tabela 2.12;
- $f_{ck}$  = Resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

Tabela 2.12 – Valores de  $\alpha_E$  em função da natureza do agregado do concreto (fonte: adaptado de NBR 6118, ABNT, 2014).

<b>Natureza do agregado do concreto</b>	<b><math>\alpha_E</math></b>
Basalto e diabásio	1,2
Granito e gnaiss	1,0
Calcário	0,9
Arenito	0,7

Há técnicas especiais que detectam certa variabilidade ao longo da profundidade de uma estaca escavada, como o procedimento da empresa Fugro Loadtest chamado de “SoniCaliper” (SONICALIPER, 2018), que consiste de um calibrador sonar, que capta ao redor dos 360° a seção transversal acabada da estaca ao longo de toda a profundidade, bem como sua verticalidade e volume. Também há procedimentos como a perfilagem térmica, que mede a temperatura atingida durante o processo de cura do concreto ao longo de toda a profundidade, podendo ser correlacionado com anormalidades (MULLINS et al., 2012).

Outras duas maneiras podem ser utilizadas para obtenção do valor aproximado de  $E_c \cdot S$ , através da instrumentação da estaca. Pode ser feita a instalação de um *strain gage* em uma seção livre da estaca, denominando-a de seção de referência (CAMPOS, G. C., 1998; NIYAMA et al., 1998; ALBUQUERQUE, 2001; ALBUQUERQUE et al., 2006), conforme a Figura 2.21. Nesta, a carga  $P$  será conhecida, que é a própria carga aplicada. Com a medição do valor de  $\varepsilon$ , obtém-se o produto  $E_c \cdot S$ .

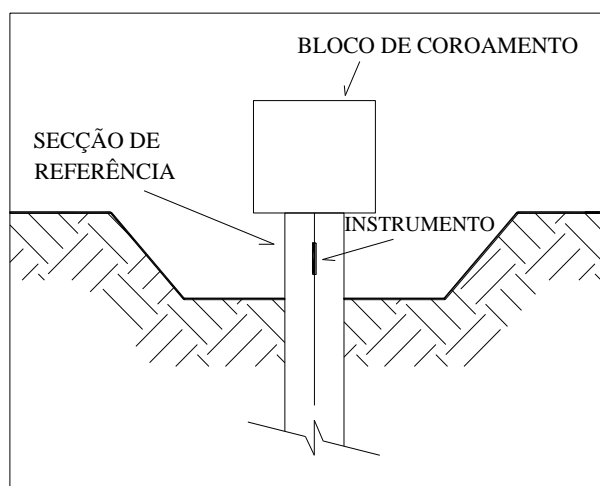


Figura 2.21 – Seção de referência (fonte: ALBUQUERQUE et al., 2006).

Outra maneira é obtendo-se o valor do produto  $E_c \cdot S$ , a partir do gráfico de " $P_o$  versus  $\varepsilon$ ", que deve ser traçado para cada camada de subsolo, conforme procedimento dado por Massad (2009), ou de " $dP_o / d\varepsilon$  versus  $\varepsilon$ ", este sugerido por Fellenius (1989). As curvas serão aproximadamente retilíneas para os pontos correspondentes a  $P_o > A_{l,ult}$ , porque  $A_{l,ult}$  será uma constante. No primeiro gráfico, o valor médio de  $E_c \cdot S$  será o coeficiente angular dos trechos retilíneos. No segundo gráfico, o  $E_c \cdot S$  médio será a ordenada dos trechos retilíneos.

## 2.3 O ENSAIO BIDIRECIONAL

O ensaio bidirecional é um tipo de prova de carga estática. Foi desenvolvido no Brasil por Elísio Silva (SILVA, 1983; 1986), paralelamente a outros pesquisadores, conforme cita Fellenius (2019), sendo patenteado e amplamente divulgado por Osterberg (1989). Está sendo cada vez mais utilizado para a verificação da capacidade de carga e desempenho de estacas em obras por todo o mundo.

Para sua execução, utilizam-se as células expansivas (Figura 2.22), que consistem simplificada de macacos hidráulicos de sacrifício. São também conhecidas por O-cells, referindo-se à patente de Osterberg, expancells, células hidrodinâmicas ou células hidroexpansivas.

### 2.3.1 Descrição do Ensaio

A Figura 2.23 ilustra o funcionamento do ensaio bidirecional: as expancells são expandidas hidráulicamente, empurrando parte do fuste da estaca para cima, chamada de trecho *I*, e o restante do fuste mais a ponta da estaca para baixo, chamados de trecho *II*. Os trechos *I* e *II* reagem um contra o outro, segundo a 3ª Lei de Newton, dispensando a necessidade de sistemas de reação para os carregamentos impostos. Como as cargas aplicadas resultam em dois sentidos, o ensaio é denominado em inglês de "*bi-directional*". Em português, o termo "direcional" é usado como sinônimo de sentido, no conceito da Física.



Figura 2.22 – Instalação de três células expansivas em armação de estaca moldada in loco tipo “estacão” (fonte: cedido à pesquisadora).

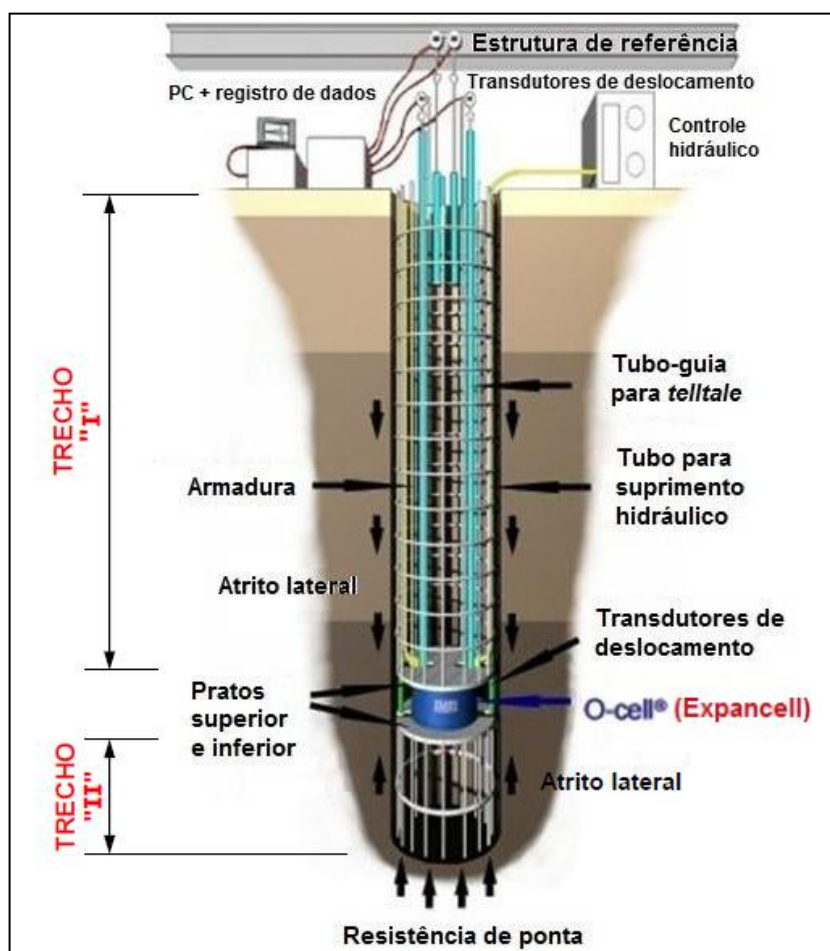


Figura 2.23 – Esquema ilustrativo do funcionamento do ensaio bidirecional, com indicação dos trechos da estaca I e II (fonte: adaptado de FUGRO LOADTEST, 2019a).

É necessária a instalação de uma ou mais expancells dentro da estaca, dependendo de sua capacidade e da carga máxima programada para o ensaio. Monta-se um dispositivo conforme o da Figura 2.22, constituído pelas células expansivas, conectadas a um ou mais tubos para o suprimento hidráulico, ou seja, a serem ligados na bomba para a aplicação de pressão hidráulica. As células são soldadas a um prato superior e um inferior, que servem para garantir a distribuição uniforme das cargas aplicadas, sendo consolidadas à armação em estacas moldadas in loco.

O trecho *I* da estaca, ou seja, o trecho do fuste acima do nível da expancell (Figura 2.23) comumente é chamado simplesmente de "fuste" e o trecho *II*, de "ponta". Para fins práticos, o trecho *II* como um todo pode ser tomado como uma "ponta fictícia" (MASSAD, 2015).

Durante o ensaio bidirecional, como o fuste é empurrado para cima, as tensões de atrito lateral geradas têm sentido descendente. Silva (1983; 1986) e Osterberg (1989) admitiram que elas possuem o mesmo valor que as geradas quando o carregamento se dá pelo topo da estaca, com o sentido ascendente. Entretanto, Osterberg (1989) discutiu que isso ocorreria para solos coesivos, mas que, para solos não coesivos, o atrito resultante para um carregamento no topo da estaca seria algo maior que para carregamento de baixo para cima, e, portanto, ao assumir o mesmo valor, a diferença está a favor da segurança. England (2005) comentou que não há evidências de que seriam diferentes, sendo a hipótese, no mínimo, conservadora para solos arenosos, com base no exposto por Osterberg (1989). Fellenius (2019) afirmou que a igualdade é verdadeira. Há um consenso geral em se adotar essa igualdade. Entende-se que a alteração do sentido do atrito lateral desenvolvido não interfere em seu valor porque, tanto na prova de carga convencional, quanto no ensaio bidirecional, a estaca está comprimida, sofrendo o mesmo efeito do coeficiente de Poisson.

O nível de instalação da expancell é definido aproximadamente no ponto de equilíbrio das forças que atuarão durante o ensaio, as quais devem ser determinadas a partir da carga aplicada pela expancell,  $P_{cell}$ , dependendo também das demais forças existentes: peso da estaca e empuxo hidrostático, ilustradas na Figura 2.24-a.

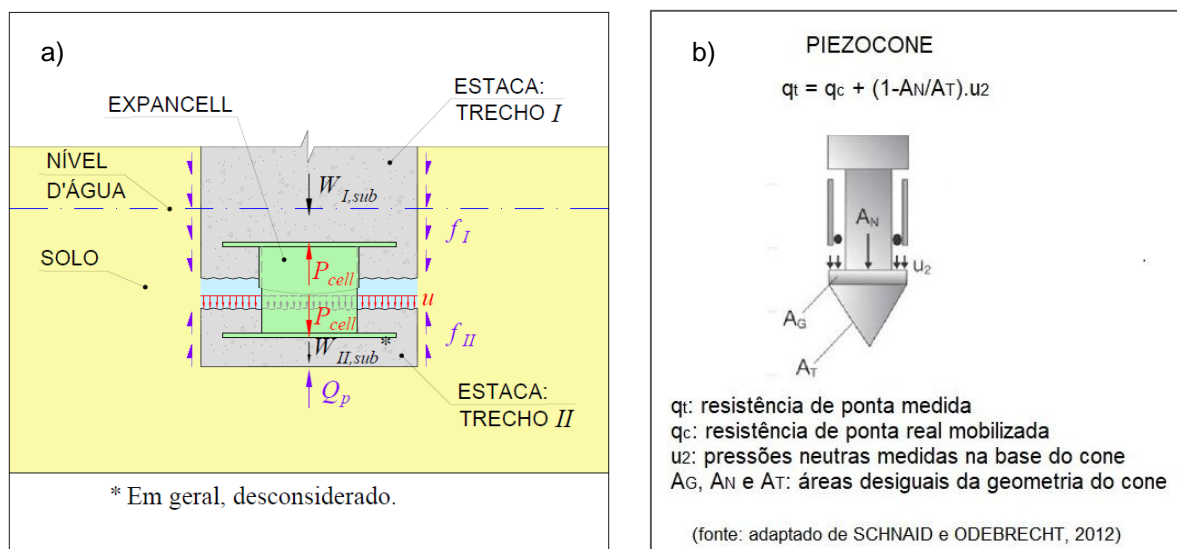


Figura 2.24 – Analogia entre a abertura da expancell no ensaio bidirecional e a penetração do piezocone: a) forças atuantes durante o ensaio bidirecional (fonte: da própria pesquisadora), e b) medidas de pressão neutra e resistência de ponta do ensaio piezocone (fonte: SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

O cálculo para determinação das cargas atuantes é polêmico, não havendo um consenso. Fellenius vem alterando a metodologia proposta desde 2014 (FELLENIOUS, 2014b; 2019). Na presente pesquisa, a força atuante no trecho *I* (fuste) foi calculada subtraindo-se o peso submerso do fuste da carga aplicada pela expancell, sendo o resultado igual ao atrito lateral. Esta metodologia também é adotada por Fellenius (2019). Vale lembrar que, em geral, em provas de carga convencionais, a carga aplicada no topo da estaca não é corrigida devido ao peso submerso da estaca, porém, no ensaio bidirecional, a vantagem em se corrigir a carga aplicada no trecho *I* (fuste), tal como indicado, é a obtenção direta e mais precisa do atrito lateral.

Para obter a força atuante no trecho *II* (“ponta fictícia”), somaram-se a força aplicada pela expancell e a pressão neutra resultante no nível da célula, sendo que esta foi considerada, conforme Fellenius (2019), atuando na seção transversal total da estaca. Observa-se que essa correção é análoga à feita para a resistência de ponta medida no piezocone (Figura 2.24-b). Dessa maneira, obtém-se a resistência de ponta real mobilizada em ambos os ensaios, em termos totais. No caso do ensaio bidirecional, essa resistência corrigida se refere à “ponta fictícia”, sendo igual à resultante do atrito lateral ao longo do trecho *II*, mais a resistência de ponta real, descontando-se o peso submerso do trecho *II*, o qual, em geral, é desconsiderado.

Por sua vez, Fellenius (2019) avalia que a carga aplicada no trecho *II* (ponta) não precisa ser corrigida, porque a pressão de água no nível da célula tem a mesma ordem de grandeza que a pressão de água sob a ponta da estaca. Entretanto, com base na teoria da expansão de cavidade cilíndrica, usada na interpretação do piezocone, a resistência de ponta é considerada em termos totais e, portanto, conforme descrito no parágrafo anterior.

### 2.3.2 Metodologia Executiva

A metodologia executiva do ensaio bidirecional não é normatizada no Brasil. A norma brasileira NBR 6122 – "Projeto e Execução de Fundações" (ABNT, 2010), item 9.2.2.4, aceita o seu uso a critério do projetista. De maneira geral, para calibração dos instrumentos e etapas de execução do ensaio, podem-se adotar os procedimentos dados na NBR 12131 – "Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio" (ABNT, 2006).

Nos Estados Unidos, o ensaio é padronizado pela D8169/ D8169M (ASTM, 2018). Esta norma apresenta especificações dos equipamentos e instrumentos necessários, critérios para instalação das células expansivas, procedimentos de preparação e execução do ensaio, cuidados executivos, requisitos de segurança e notas sobre a construção da curva carga-recalque equivalente. É ressaltado que os resultados fornecidos podem não ser válidos para verificação do desempenho em longo prazo das fundações, devido a efeitos como *creep*, *set up* e atrito negativo nas estacas. Recomenda-se o uso dessa norma como diretriz para o projeto e execução de ensaios bidirecionais no Brasil, enquanto não houver uma norma brasileira específica.

Antes de iniciar o ensaio, aplica-se uma pressão para o rompimento do selo da expancell e da criação de um plano de fratura na estaca, permitindo a separação de seus trechos *I* e *II* (Figura 2.23). A pressão é então zerada e inicia-se o carregamento do ensaio em estágios sucessivos de incremento de carga. À medida que os trechos *I* e *II* vão se separando, abre-se um vazão.

O tipo de carregamento aplicado pode ser lento, rápido ou misto, conforme metodologia preconizada pela NBR 12131 (ABNT, 2006). A norma americana



especifica dois tipos, o *quick test* e o *extended test*, sendo semelhantes respectivamente aos ensaios rápido e lento da norma brasileira.

Os incrementos de carga são medidos com manômetro(s) no sistema de alimentação da(s) expancell(s). Para cada estágio de carregamento, os movimentos ascendentes e descendentes, respectivamente dos trechos *I* (fuste) e *II* ("ponta real ou fictícia") da estaca, são medidos com deflectômetros ou transdutores de deslocamentos, no topo da estaca, e com *telltale*(s), instalados no nível da célula. No Brasil, é comum a instalação de apenas um *telltale* no prato inferior da expancell, para a medição do movimento do trecho *II*. A D8169/ D8169M (ASTM, 2018) especifica que, além da instrumentação descrita, devam ser instalados um *telltale* no prato superior da expancell, para a leitura do trecho *I* neste nível e obtenção do encurtamento elástico do fuste (ver Item 2.3.6), e um *telltale* no nível da ponta, caso a expancell esteja a mais de 1 m acima da ponta.

São obtidas curvas carga-deslocamento para os trechos *I* e *II* da estaca, que permitem: a) separar as parcelas de atrito lateral e ponta, pois em geral a expancell é instalada próxima à ponta da estaca; e b) estimar a curva-carga recalque equivalente para carregamentos a partir do topo da estaca, simulando a prova de carga estática convencional.

Após o ensaio, é feito o preenchimento com calda de cimento para obturar os vazios criados, principalmente, na região da expancell e, assim, a estaca pode ser utilizada como elemento estrutural da obra. Entretanto, caso a estaca seja embutida em rocha, recomenda-se realizar o ensaio em uma estaca teste, pois o carregamento previsto no ensaio, ou mesmo a carga inicial para rompimento do selo da expancell, podem ultrapassar a resistência ao cisalhamento do contato estaca-rocha, devido à elevada resistência dos materiais rochosos, que impõem a necessidade de aplicação de cargas elevadas para o rompimento do selo, levando o atrito lateral a valores residuais caso o maciço rochoso apresente comportamento frável. Esta hipótese foi considerada no estudo de caso da Obra D, apresentado no Item 5.4.

Também se observou efeito semelhante em um caso de obra nas Filipinas (FELLENIOUS et al., 1999). Uma estaca barrete foi executada com 28 m de comprimento, sendo 13 m embutidos em material rochoso constituído por siltitos e arenitos. Foram instaladas duas células expansivas a 1 m acima da ponta. No

ensaio bidirecional, tanto o fuste, quanto a ponta, apresentaram resistências inferiores às esperadas. Para o fuste, Fellenius et al. (1999) cogitaram ter ocorrido redução do atrito unitário devido a resquícios de lama da escavação, ou que a real resistência dos materiais rochosos fosse inferior à estimada. Acrescenta-se, porém, a hipótese de que pode ter ocorrido o cisalhamento da interface estaca-rocha nas proximidades das células, devido à pressão de rompimento do selo, levando o atrito unitário a valores residuais. Para a ponta, os autores concluíram que deve ter ocorrido alguma perturbação do material sob a base da estaca, devido ao processo executivo, problema que é bastante comum para estacas escavadas, como será comentado adiante.

Alguns cuidados executivos extras devem ser tomados para não haver problemas durante a instalação da expancell na estaca. A norma D8169/ D8169M (ASTM, 2018) especifica que, para estacas moldadas in loco, deve ser deixada uma folga mínima de 7,5 cm entre as células expansivas e as paredes laterais do furo da estaca, para evitar restringir o fluxo de concreto e reter quaisquer sedimentos ou fluido de perfuração. Observa-se que, dependendo da geometria da célula, não é possível atender esta especificação para estacas com diâmetros reduzidos, como as do tipo raiz, que comumente têm de 30 a 50 cm de diâmetro. Portanto, sugere-se que seja verificada a viabilidade de instalação da célula, a fim de garantir uma folga mínima entre ela e as paredes do furo que se julgue necessária, e, além disso, que o preenchimento com argamassa ou concreto durante a execução da estaca seja feito lentamente, para diminuir as pressões geradas, que dificultam a circulação dos fluidos ou detritos no entorno das expancells.

Nas estacas hélice, como a descida da célula é feita após a concretagem, a instalação deve ser de maneira rápida e contínua. Pode ser necessário o uso de dispositivos adicionais, seja para facilitar a descida da célula, como o utilizado por Alonso e Silva (2000) – um dispositivo cônico metálico acoplado na base inferior da expancell – seja para possibilitar o posicionamento da célula abaixo da armação.

Para estacas escavadas, deve ser prevista a adequada limpeza de ponta, sendo sua ineficiência detectada pelos ensaios bidirecionais, pois a solicitação da ponta é maior do que em provas de cargas convencionais. Além disso, no caso de estacas escavadas sem revestimento, deve-se impedir que a expancell colida com as paredes do furo, fazendo com que caia material solto na base da estaca.

A norma americana D8169/ D8169M (ASTM, 2018) também aborda a instrumentação da estaca ao longo da profundidade, com especificações para a instalação de *strain gages* e *telltales* em vários níveis de interesse, para melhor conhecimento do diagrama de transferência de carga e da variação do atrito lateral unitário último.

O ensaio bidirecional pode ser executado com a instalação de expancells em mais de um nível, possibilitando obter com mais precisão os valores de atrito lateral e de resistência de ponta últimos (OSTERBERG, 1998). Porém, acarreta um custo mais elevado.

### **2.3.3 Histórico do Ensaio e Recordes de Carga**

O ensaio bidirecional, tal como é executado atualmente, foi desenvolvido pelo brasileiro Pedro Elísio da Silva. Silva (1983) apresentou o invento da célula expansiva hidrodinâmica, ou expancell, a descrição da metodologia executiva do ensaio bidirecional, os objetivos do ensaio, a metodologia de interpretação dos resultados para obter a curva equivalente e apresentou estudos de casos de estacas executadas no Brasil que foram ensaiadas.

Segundo Fellenius (2019), outras experiências que deram origem ao ensaio bidirecional foram executadas de maneira independente por Gibson e Devenny (1973), Amir (1983) e Horvath et al. (1983), além de Silva (1983).

Gibson e Devenny (1973) apresentaram um ensaio *in situ* para medir a adesão na interface concreto-rocha. O ensaio consistia na instalação de um macaco hidráulico instalado numa certa profundidade, dentro de um furo posteriormente preenchido com concreto. A aplicação de carga no macaco até a ruptura do "tampão" de concreto fornece a adesão de ruptura do contato.

Amir (1983) citou a experiência de Gibson e Devenny (1973) e sugeriu a técnica de instalação de um macaco hidráulico em profundidade para a execução de teste de carga em estaca, consistindo do ensaio bidirecional. O autor apresentou valores de atritos unitários últimos estimados a partir de ensaios realizados, por extrapolações através de aproximações hiperbólicas.

Horvath et al. (1983) propuseram a instalação de um macaco hidráulico na base de estacas para a aplicação de pré-carga, com o objetivo de comprimir o material sob a ponta, melhorando seu comportamento.

Silva (1983; 1986) introduziu o invento e a técnica do ensaio bidirecional na indústria brasileira da construção civil, através da empresa Arcos Engenharia. Silva (1983) relatou que era comum haver grande relutância por parte dos construtores em fazer provas de carga em fundações profundas, devido ao elevado custo associado e às dificuldades executivas, seja na construção de cargueira ou de sistema de reação, levando a atrasos no cronograma de obra. O autor vislumbrou a necessidade de criar um instrumento de controle de qualidade de fundações profundas de forma simples e econômica, tendo a ideia, então, de utilizar o elemento de fundação reagindo contra ele mesmo. Assim, Silva (1983) desenvolveu a primeira célula expansiva hidrodinâmica, chamada por ele de “expancell”.

Paralelamente, Osterberg (1989) desenvolveu estudos nesta área e, no final dos anos 1980, apresentou um dispositivo semelhante. Em 1988, houve colaboração entre Elísio Silva e Osterberg, sendo que este patenteou e divulgou o produto, através da empresa Loadtest, atual Fugro Loadtest, ganhando popularidade internacionalmente.

Osterberg (1989) destaca como vantagem da célula expansiva, denominada de O-cell quando se refere à sua patente, a separação do atrito lateral e da resistência de ponta em uma prova de carga.

Alonso e Silva (2000) apresentaram o primeiro trabalho brasileiro com dados de obra comparando resultados de um ensaio bidirecional com os de uma prova de carga estática convencional, executada em uma estaca próxima à primeira, com características semelhantes de subsolo. Este estudo de caso foi complementado por Massad (2015) e Dada e Massad (2018b).

Santana e Resende (2015) e Campos, G. O. et al. (2015) apresentaram exemplos da experiência brasileira quanto à execução de provas de carga bidirecionais em estacas escavadas. Os autores abordaram os procedimentos executivos recomendados, resultados típicos de ensaios e a importância da instrumentação para o melhor conhecimento do comportamento da fundação.

Sestrem (2018) e Massocco (2018) apresentaram a comparação de resultados de provas de carga estática convencionais e de ensaios bidirecionais, executados em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões), respectivamente no Campo experimental de Araquari/ SC e em um empreendimento em Niterói/ RJ. As provas de carga avaliadas por Sestrem (2018) foram instrumentadas em

profundidade. Ambas as autoras concluíram que os resultados dos diferentes tipos de ensaios executados foram condizentes entre si.

A técnica do ensaio bidirecional tem sido amplamente utilizada no mundo. A experiência internacional inclui casos de estacas submetidas ao ensaio bidirecional que foram instrumentadas ao longo do fuste e abaixo da expancell, além de estacas com mais de um nível de células expansivas instaladas (HAYES; SIMMONDS, 2002; ENGLAND, 2003; ENGLAND; CHEESMAN, 2006; SEO et al., 2016; NGUYEN et al., 2017; FELLENIUS, 2019).

No Brasil, o recorde de carga registrado foi em um ensaio bidirecional executado pela empresa Arcos Engenharia (RESENDE et al., 2018), em um estação de 27,5 m de comprimento, com 2,0 m de diâmetro em solo e 1,8 m, em material rochoso, pertencente a uma obra de arte viária na Marginal do Rio Pinheiros na cidade de São Paulo. O ensaio foi executado com uso de quatro células expansivas instaladas a 7 m acima da ponta da estaca e atingiu, aproximadamente, a carga de 55.000 kN, ou 55 MN.

O recorde mundial de carga é da empresa Fugro Loadtest (2015, 2019b): 322 MN, sendo o ensaio executado em um estação embutido em calcário, com uso de quatro O-cells a 1,1 m acima da ponta, para a obra da ponte sobre Rio Ohio, em Louisville, Indiana. Entretanto, a empresa comenta que já mobilizou uma carga de 363 MN em uma estaca barrete.

### **2.3.4 Vantagens e Desvantagens**

Silva (1983; 1986), Osterberg (1989), Alonso e Silva (2000) e Fellenius (2019) elencam vantagens e desvantagens do ensaio bidirecional em relação à prova de carga estática convencional, conforme listadas a seguir.

#### **I. Vantagens:**

- Possivelmente econômica, principalmente quanto maior for a carga do ensaio (Figura 2.25);
- Viabilidade para cargas muito elevadas, como os valores recordes dos ensaios bidirecionais citados no Item anterior. Nesses casos, a prova de carga estática convencional seria inexecutável;

- Segurança durante a execução;
- Pode ser facilmente executada em estaca inclinada;
- Pode ser repetida na mesma estaca, possibilitando estudos em longo prazo, como *set up*;
- Não necessita montar sistema de reação, o que poupa tempo, recurso financeiro e reduz a complexidade da obra. Além disso, em provas de cargas convencionais, podem ocorrer falhas no sistema de reação, devido a equívocos em seu projeto ou construção, que podem restringir o ensaio ou levar a um risco de segurança;
- Pode-se obter o atrito lateral e a resistência de ponta separadamente, especialmente quando a expancell for instalada próxima à ponta;
- Especialmente vantajoso para obras *offshore*, lugares cheios e inacessíveis;
- Fornece mais informações sobre o comportamento da ponta da estaca, podendo, por exemplo, detectar a presença de material amolgado na ponta;
- Obtêm-se os deslocamentos em pelo menos dois níveis na estaca.

## II. Desvantagens:

- Há limitação para obter capacidade de carga última da estaca, devido à ocorrência muitas vezes da interrupção prematura do ensaio, comentada no próximo item;
- A curva carga-recalque no topo da estaca não é obtida diretamente, devendo ser estimada. Atualmente, o método de estimativa usual (SILVA, 1983) considera simplificações que resultam em deslocamentos menores que os reais;
- Possíveis problemas na instalação da expancell durante a execução da estaca, que resultam em grandes deslocamentos a pequenas cargas, interrompendo o ensaio.

O gráfico da Figura 2.25 apresenta a comparação dos custos de um ensaio bidirecional *versus* uma prova de carga estática convencional, segundo England (2003) para obras executadas naquela época. Observa-se que os custos por MN de carga são similares até cargas da ordem de 10 MN, ou 10.000 kN. À medida que a carga aumenta, o ensaio bidirecional vai sendo cada vez mais econômico. Desde o

ano de 2003 até a presente data, ocorreu um aumento expressivo na quantidade de ensaios bidirecionais executados e, portanto, muito provavelmente seu custo diminuiu, estando mais competitivo em relação às provas de carga estática convencionais do que em 2003.

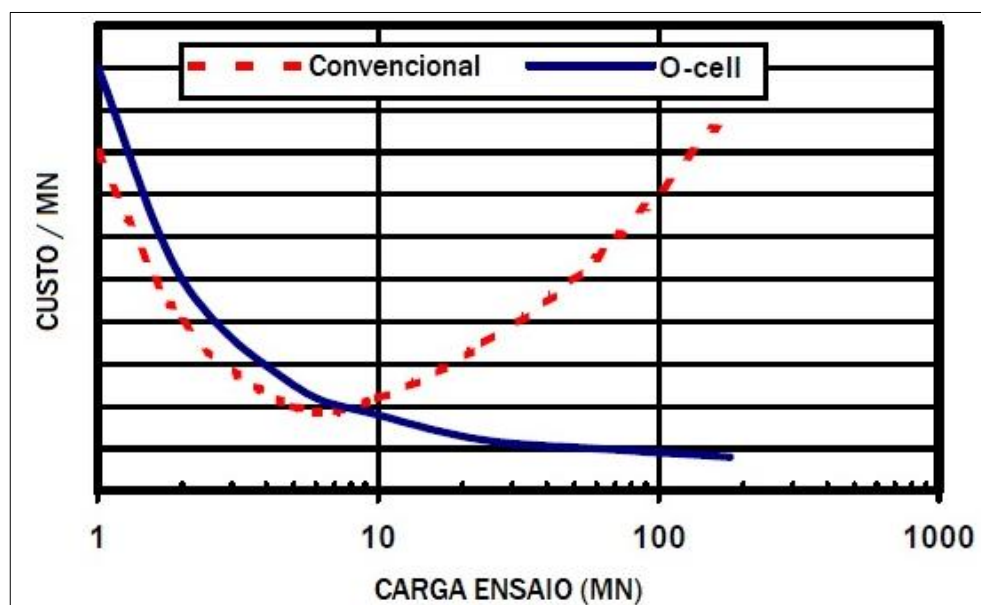


Figura 2.25 – Comparação dos custos de uma prova de carga estática convencional versus um ensaio bidirecional (fonte: adaptado de ENGLAND, 2003).

A Tabela 2.13 apresenta as formas de carregamento e os dados das estacas obtidos através de cada tipo de prova de carga: a) prova de carga estática convencional; b) prova de carga dinâmica, ou ensaio de carregamento dinâmico e c) prova de carga estática com carregamento bidirecional. Observam-se as vantagens e limitações na execução de cada tipo.

No caso do ensaio bidirecional, destacam-se as vantagens de se obter separadamente as parcelas de atrito lateral e ponta e de possibilitar um melhor conhecimento do comportamento da ponta.

Nota-se que, executando-se os três diferentes tipos de provas de carga no estaqueamento de uma obra, é possível obter diferentes parâmetros, como mostra a Tabela 2.13, que são complementares, fornecendo informações mais precisas sobre o comportamento das estacas. Entretanto, vale lembrar que a prova de carga estática é o único tipo que fornece, diretamente, a curva carga-recalque no topo, sendo referência e devendo ser preferencial. Quando a prova de carga estática é

instrumentada em profundidade, é possível obter todos os parâmetros indicados na Tabela 2.13 (ver asteriscos).

Tabela 2.13 – Formas de carregamento e dados das estacas obtidos através de cada tipo de prova de carga (fonte: da própria pesquisadora).

ITEM	PROVA DE CARGA ESTÁTICA CONVENCIONAL	ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO	ENSAIO BIDIRECIONAL
Tipo de carregamento	Estático, simulando a condição mais próxima da de trabalho.	Dinâmico, sendo necessário descontar as parcelas dinâmicas.	Estático, simulando a condição mais próxima da real.
Ponto de aplicação da carga	Topo da estaca, simulando a condição de trabalho.	Topo da estaca, simulando a condição de trabalho.	Em profundidade (na "ponta"), devendo ser interpretada para obter a carga no topo.
Sentido da carga	Para baixo, simulando a condição de trabalho.	Para baixo, simulando a condição de trabalho.	Para cima e para baixo, devendo ser interpretada.
Separação das parcelas de atrito lateral e resistência de ponta	Não *	Sim	Sim
Obtenção do atrito lateral unitário	Não **	Sim, obtendo-se a distribuição de atrito unitário ao longo da profundidade.	Sim, obtendo-se o valor médio do atrito unitário ao longo da profundidade.
Função de transferência de carga da ponta	Não**	Sim	Sim
Curva carga-recalque no topo da estaca	Sim. A curva é obtida diretamente através das leituras durante o ensaio.	Sim. A curva estática é simulada, descontando-se as parcelas dinâmicas.	Sim. A curva é interpretada considerando-se o encurtamento elástico da estaca.

\* Há métodos para interpretar a curva carga-recalque, buscando separar as parcelas de atrito e ponta (Massad, 1995; Décourt, 2008). Caso a estaca seja instrumentada próxima à ponta, é possível estimar aproximadamente a carga na ponta da estaca.

\*\* A não ser que a estaca seja instrumentada em profundidade, com medição no nível da ponta.



### 2.3.5 Interrupção Prematura do Ensaio

Uma das principais limitações do ensaio bidirecional é a dificuldade, ou mesmo impossibilidade, de levar o ensaio até as rupturas de ambos os trechos da estaca, o superior e o inferior, porque, para isso, elas teriam de ocorrer simultaneamente. Entretanto, muitas vezes a prova de carga convencional também não é levada até a ruptura. Dependendo de qual trecho da estaca romper durante o ensaio bidirecional, obtêm-se, diretamente, o atrito lateral último, ou a resistência de ponta última.

Para cada pressão aplicada pela expancell, os trechos *I* (fuste) e *II* (ponta fictícia) da estaca reagem um contra o outro, mantendo o equilíbrio das forças pelo princípio de ação-reação. Quando ocorre a ruptura geotécnica de algum dos dois trechos, os respectivos deflectômetros "disparam" (SILVA, 1983), ou seja, o trecho rompido apresenta aumento do deslocamento brusco e ininterrupto. O manômetro mantém-se constante e não é mais possível aplicar incrementos, uma vez que a carga não se sustenta devido à falta de reação do elemento rompido. Este comportamento caracteriza o final do carregamento do ensaio.

Considera-se que a interrupção prematura do ensaio bidirecional é mais problemática quando o deslocamento registrado do trecho que não rompeu é mínimo, da ordem de décimo de milímetro a milímetro, e a curva carga-recalque resulta aproximadamente linear (comportamento linear-elástico), indicando que a resistência geotécnica praticamente não foi mobilizada. Com base em Décourt (2016), a mobilização plena do atrito lateral durante a prova de carga, para carga aplicada no topo, ocorre para um deslocamento no topo da ordem de grandeza do encurtamento elástico da estaca mais alguns poucos milímetros, sendo esta última parcela referente ao *quake* do fuste. No caso do ensaio bidirecional, como a carga aplicada tem sentido oposto e é de baixo para cima, entende-se que a plena mobilização do atrito lateral se daria para deslocamento no topo referente apenas ao *quake* do fuste. Para a total mobilização da resistência de ponta, o autor sugere o deslocamento de 10% do diâmetro, que corresponde à ruptura convencional.

Deve-se buscar instalar a expancell na posição ideal de equilíbrio para as cargas a serem aplicadas no ensaio, "de modo a romper sucessivamente a base o fuste do elemento testado" (SILVA, 1983).

Para a definição da posição da expancell em estacas escavadas, deve-se buscar o esgotamento total do atrito lateral do trecho acima (trecho *I*), pois a NBR 6122 (ABNT, 2010) limita a carga de ponta: "no máximo 20 % da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca". Entretanto, no ensaio bidirecional, como a carga é aplicada em profundidade, é inevitável que a ponta seja solicitada com cargas acima deste valor, antes da mobilização do trecho *I*.

Silva (1983) e Osterberg (1998) comentam que o esgotamento da resistência de ponta em estacas escavadas é devido muitas vezes à presença de material amolgado sob a ponta, em função do processo executivo. Observa-se que esta anomalia muitas vezes não seria detectada por provas de carga convencionais, sendo uma vantagem do ensaio bidirecional, como foi mencionado acima. Para mitigação deste problema, deve ser feita a adequada limpeza de ponta, conforme preconizado na NBR 6122 (ABNT, 2010).

A interrupção prematura do ensaio também pode ocorrer devido a problemas de concretagem da estaca, devido às dificuldades apontadas no Item 2.3.2 – "Metodologia Executiva", deixando vazios no entorno da expancell, que levarão a grandes deslocamentos sob pequenas cargas. Uma alternativa para tentar mitigar este problema seria a concretagem prévia sob o prato inferior da expancell, em formato cônico, conforme indicado na Figura 2.20.

Durante um ensaio bidirecional, para a carga de um mesmo estágio, podem ser observados deslocamentos muito maiores em um trecho, em relação ao outro. Mesmo que a carga máxima prevista para o ensaio seja atingida, esse comportamento pode dificultar a obtenção da curva carga-recalque equivalente para o topo da estaca, porque será necessário extrapolar a curva referente ao trecho menos mobilizado. Uma alternativa a esta dificuldade é dada pela norma americana D8169/ D8169M (ASTM, 2018), sugerindo que se especifique uma carga máxima de ensaio (correspondente a, aproximadamente, o dobro da carga a ser aplicada na expancell), maior que a carga máxima equivalente desejada.

A execução do ensaio bidirecional com uso de expancells em dois níveis diferentes pode contornar este problema (OSTERBERG, 1998); entretanto, há elevado custo associado.

Caso os cuidados apontados acima não tenham sido tomados, ocorrendo a interrupção prematura do ensaio, face ao esgotamento quer do atrito lateral, quer da

resistência de ponta, deve ser feita, sempre que possível, a extrapolação da curva carga-recalque do trecho não rompido. Sugere-se que a curva seja limitada por valores obtidos através de métodos semiempíricos adequados ao tipo de estaca e local, como os de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Entretanto, quando os deslocamentos forem mínimos, por exemplo, menores que 1 mm, mantendo-se no trecho elástico e não indicando o comportamento da curva carga-recalque, não se recomenda a extrapolação dos valores.

Para a extrapolação dos dados, Fellenius (2014a) apresenta o uso da *Ration Function* e de funções hiperbólicas. Através dos estudos de casos desenvolvidos durante a pesquisa realizada, sugere-se a extrapolação através do modelo hiperbólico (Eq. 54a ou 54b) ou de Cambefort (1964), neste caso eventualmente para a ponta de estacas escavadas (Eq. 55).

No caso de modelos hiperbólicos, a carga de ruptura do trecho não rompido durante o ensaio pode ser obtida utilizando-se o Método de Chin (1970, 1971), desde que limitada por valores obtidos através de métodos semiempíricos, conforme citado anteriormente.

A D8169/ D8169M (ASTM, 2018) preconiza que a curva equivalente deve ser limitada pelo menor valor medido de deslocamento, para o trecho superior ou inferior à expancell. Entretanto, como será explicado no Item 2.3.7 – "Métodos de Interpretação – Curva Equivalente", para a obtenção da curva equivalente, os deslocamentos medidos devem ser corrigidos em função da compressibilidade da estaca, resultando em valores maiores. Assim, a restrição da norma americana só é cabível quando se adota a hipótese de estaca infinitamente rígida, como no "método tradicional".

Para a hipótese de estaca compressível, recomenda-se indicar, na curva equivalente estimada para carregamento no topo, os marcos de extrapolação das cargas e deslocamentos lidos no ensaio bidirecional, corrigidos para aplicação de carga no topo, conforme segue:

- Indicar a carga máxima atingida no ensaio, que corresponde, aproximadamente, a  $2 \cdot P_{cell}$ , onde  $P_{cell}$  é a carga axial aplicada pela expancell;
- Se a curva do fuste foi extrapolada, indicar o ponto  $(y_o; P_o)$  de início da extrapolação. O deslocamento  $y_o$  pode ser obtido a partir de  $y'_p$ , através

da Eq. 70 de Massad (2015), adotando-se  $y'_p$  igual ao máximo deslocamento lido no topo da estaca durante o ensaio;

- Analogamente, se a curva da ponta foi extrapolada, indicar o ponto ( $y_o$ ;  $P_o$ ) de início da extrapolação. O deslocamento  $y_o$  pode ser obtido a partir de  $y'_p$ , através da Eq. 70 de Massad (2015), adotando-se  $y'_p$  igual ao máximo deslocamento lido no trecho da ponta durante o ensaio.

### 2.3.6 Encurtamento Elástico Durante o Ensaio Bidirecional

A Figura 2.26 apresenta os diagramas de transferência de carga ao longo da profundidade, para uma estaca carregada a partir do topo, simulando uma prova de carga convencional (Figura 2.26-a), e para uma carregada de baixo para cima, referente ao ensaio bidirecional (Figura 2.26-b).

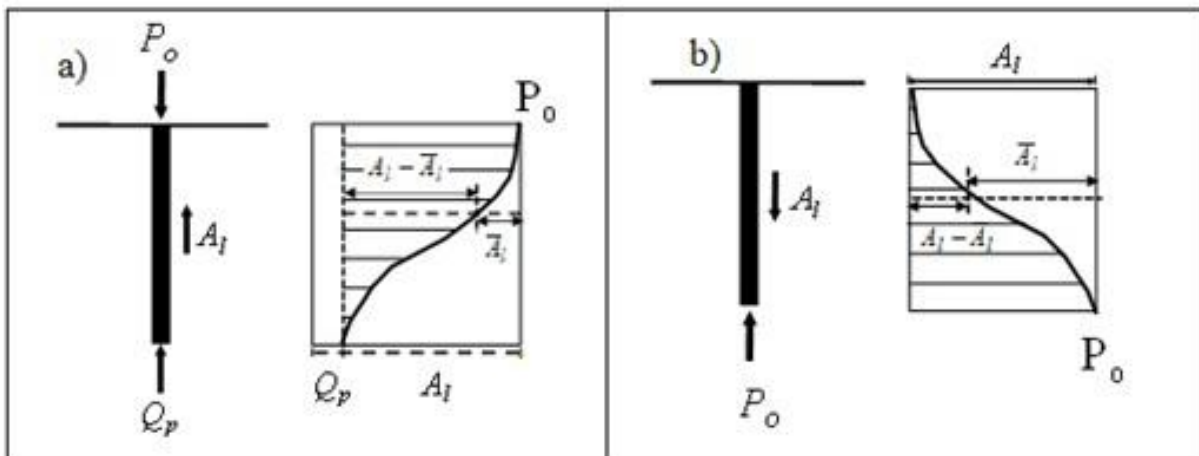


Figura 2.26 – Distribuição da carga - a) carregamento a partir do topo; e b) ensaio bidirecional (fonte: MASSAD, 2015).

Conforme citado anteriormente, para situação de carregamento a partir do topo, o encurtamento elástico da estaca pode ser calculado pela Eq. 33, que considera o coeficiente  $c$  de Leonards e Lovell (1979).

Durante ensaios bidirecionais, o carregamento do trecho  $I$  (fuste) é feito de baixo para cima, conforme a Figura 2.26-b. Neste caso, o encurtamento elástico é dado em função de  $c'$  (MASSAD, 2015), através da Eq. 66:

$$\Delta e = c' \cdot \frac{A_l}{K_r} \quad (66)$$

onde:

- $\Delta e$  = Encurtamento elástico da estaca;
- $A_l$  = Atrito lateral total;
- $K_r$  = Rigidez da estaca como peça estrutural;
- $c'$  = coeficiente correlato de  $c$  de Leonards e Lovell (1979).

O valor de  $c'$  é dado por:

$$c' = \frac{A_l - \bar{A}_l}{A_l} \quad (67)$$

onde o significado dos termos  $A_l$  e  $\bar{A}_l$  estão indicados na Figura 2.26-b.

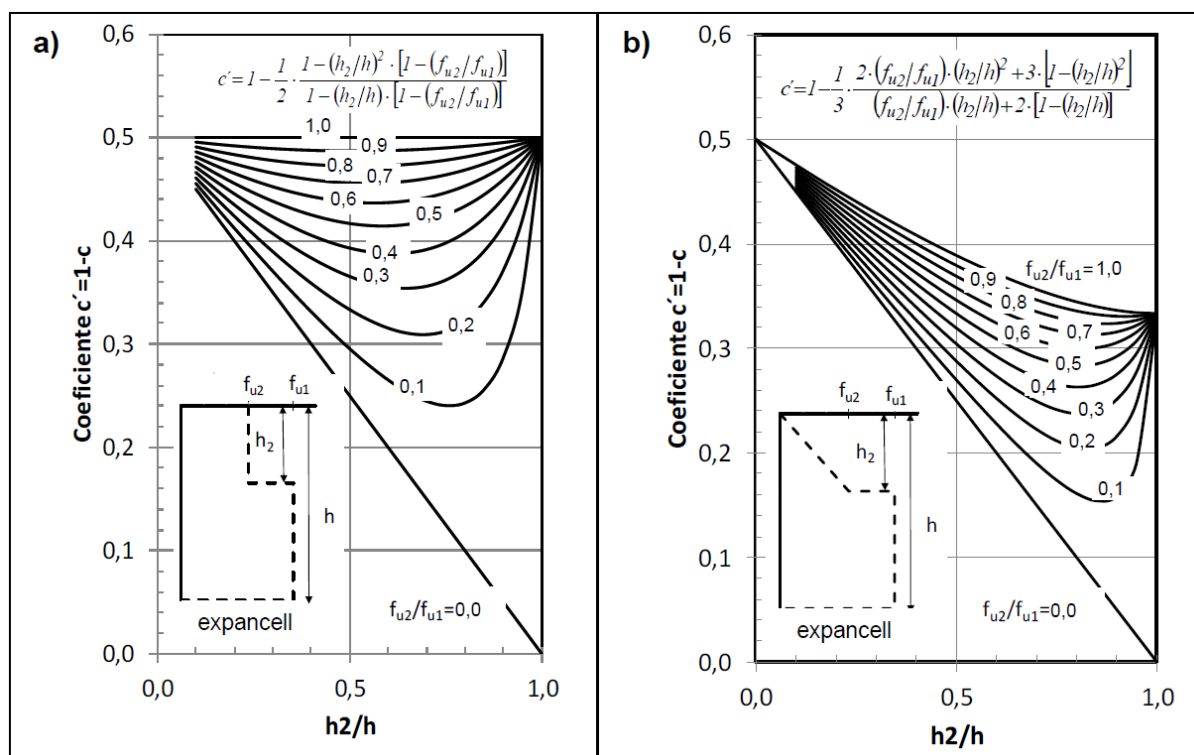


Figura 2.27 – Ábacos para cargas ascendentes – Ensaio bidirecional (fonte: MASSAD, 2015).

Comparando-se a expressão da Eq. 67 com a Eq. 35, resulta em (MASSAD, 2015):

$$c + c' = 1 \quad (68)$$

Massad (2015) também preparou os ábacos da Figura 2.27, para a obtenção do coeficiente  $c'$  em casos simples de distribuição do atrito lateral unitário, à semelhança do que fizeram Leonards e Lovell (1979) para carregamentos a partir do topo da estaca (de cima para baixo).

### 2.3.7 Métodos de Interpretação – Curva Equivalente

O ensaio bidirecional fornece as seguintes curvas carga-deslocamento, dependendo de onde são instalados os *telltales*: uma ou duas para o trecho *I* da estaca, com medidas de deslocamento no topo da estaca e/ou no prato superior da expancell, e uma para o trecho *II* da estaca, com medidas de deslocamento no prato inferior da expancell. Quando a expancell está instalada próxima à ponta da estaca, podem-se considerar os deslocamentos iguais aos da ponta. Caso contrário, é desejável que se instale um *telltale* junto à ponta da estaca, o que nem sempre é feito. A Figura 2.28 ilustra um resultado típico de ensaio bidirecional.

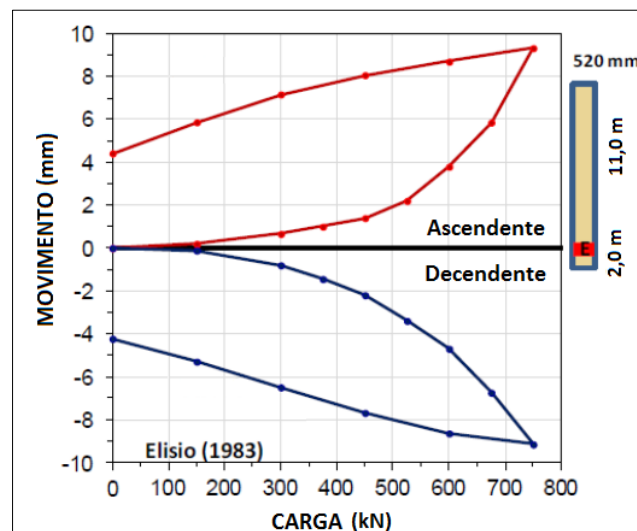


Figura 2.28 – Ilustração de resultado típico de ensaio bidirecional (fonte: adaptado de FELLENIUS, 2019, sendo os dados de SILVA, 1983).

A partir das curvas carga-deslocamento para os trechos *I* e *II* da estaca, obtidas durante o ensaio bidirecional, pode-se estimar a curva carga-recalque

equivalente para carregamentos no topo, simulando uma prova de carga estática convencional. Para a obtenção da curva equivalente, há diversos métodos. A este respeito, a norma americana D8169/ D8169M (ASTM, 2018) especifica que a capacidade de carga total pode ser obtida somando-se as parcelas mobilizadas acima e abaixo da expancell, devendo-se considerar a compatibilidade de forças e deslocamentos. Diversos autores desenvolveram métodos para a obtenção da curva carga-recalque equivalente buscando esta compatibilidade.

O "método tradicional" (Silva, 1983; 1986; Osterberg, 1995; 1998) admite que a estaca é infinitamente rígida. Este método é simples, prático e tem resultados satisfatórios para estacas curtas ou rígidas ( $k < 2$ , conforme a Eq. 57), sendo amplamente utilizado no Brasil.

Outros métodos foram desenvolvidos considerando a compressibilidade da estaca. Nos subitens a seguir estão apresentados nove métodos disponíveis em bibliografia, dando destaque aos que possibilitam obter o encurtamento elástico da estaca com mais precisão e aos mais utilizados internacionalmente. No "CAPÍTULO 4 – PROPOSIÇÃO DE DOIS NOVOS MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS BIDIRECIONAIS", são apresentados mais dois métodos utilizados na pesquisa, sendo um baseado nas formulações de Fleming (1992), à semelhança da metodologia de England (2005; 2009), e um método baseado no modelo de Coyle e Reese (1966), aplicado de maneira inovadora.

### **2.3.7.1 Método de Elísio-Osterberg ou "Método Tradicional"**

O método proposto por Silva (1983; 1986) e Osterberg (1995; 1998) consiste em somar as cargas que geram a mesma magnitude de deslocamento para cima e para baixo, correspondendo, respectivamente, aos trechos *I* (fuste) e *II* ("ponta real ou fictícia") da estaca.

A Figura 2.29 apresenta esquematicamente a metodologia. O gráfico da Figura 2.29-a apresenta os resultados do ensaio bidirecional. Foram definidos os pontos 1 a 12 em ambas as curvas, que correspondem a pontos com o mesmo deslocamento. Para tanto, a curva do fuste teve de ser extrapolada. Para cada ponto, por exemplo, o ponto 5 destacado na Figura 2.29-a, toma-se o valor do

deslocamento e somam-se as cargas de atrito e ponta, lançando as coordenadas no gráfico da Figura 2.29-b, para a construção da curva equivalente no topo da estaca.

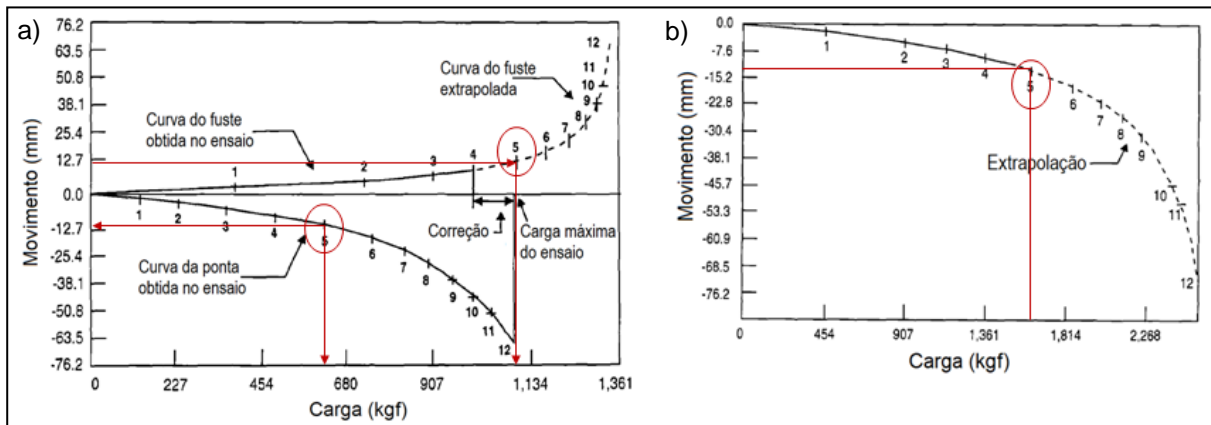


Figura 2.29 – Método "tradicional" para a construção da curva carga-recalque equivalente (fonte: adaptado de OSTERBERG, 1995).

Esse procedimento pressupõe que a estaca é infinitamente rígida (Osterberg, 1995). É considerado como sendo o "método tradicional", por ser o idealizado pelos precursores do ensaio bidirecional.

### 2.3.7.2 Método de England (2005; 2009)

Para a previsão da curva equivalente, tem sido utilizado internacionalmente o Método de England (2005; 2009). É utilizado pela empresa Fugro Loadtest nos seus programas computacionais, destacando-se o programa CEMSOLVE, o qual não foi disponibilizado para a presente pesquisa.

England (2003) recorreu ao Modelo de Fleming (1992), descrito no Item 2.1.3.7. Para carregamento de cima para baixo (prova de carga convencional), considerou o encurtamento elástico da estaca segundo o coeficiente  $K_E$  de Fleming (1992), que equivale ao coeficiente  $c$  (Eq. 33) de Leonards e Lovell (1979).

England (2005; 2009) destacou a necessidade da análise em função do tempo para considerar o efeito do *creep* nas estacas e, para tanto, apresentou a utilização do programa TIMESET, que faz uma retroanálise dos deslocamentos em função do tempo, determinando qual seria o recalque final, em tempo indeterminado, para cada carga aplicada.



O autor considerou seu método, que fornece uma estimativa da curva equivalente no topo através dos resultados de atrito lateral e resistência de ponta diretamente medidos no ensaio bidirecional, conservador, devido a dois motivos. O primeiro é porque acredita que o atrito lateral medido no ensaio bidirecional, por ser ascendente, possa ser menor que o atrito mobilizado para carregamento no topo da estaca. Esta questão já foi discutida anteriormente no Item 2.3.1, concluindo-se que os valores são iguais. O segundo motivo seria porque a resistência de ponta medida no ensaio bidirecional possa ser menor que a medida em uma prova de carga convencional, devido ao levantamento do fuste, que provoca o alívio de tensões próximo à ponta. Foi feita uma avaliação desse alívio de tensões na presente pesquisa, apresentada no CAPÍTULO 3, concluindo que, em geral, seria irrelevante.

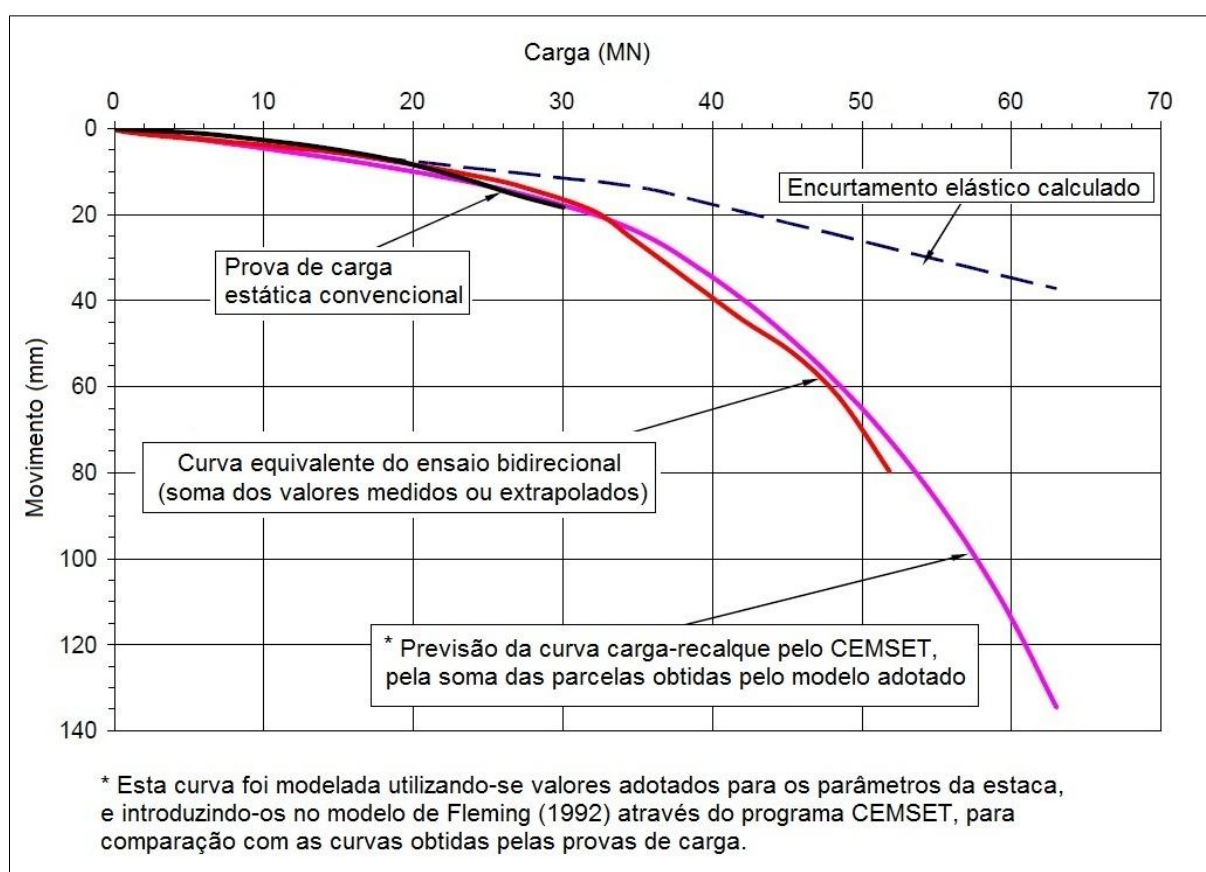


Figura 2.30 – Comparação entre a curva carga-recalque da prova de carga estática convencional versus a curva equivalente do ensaio bidirecional, estimada pelo Método de England (fonte: adaptado de ENGLAND; CHEESMAN, 2009).

A Figura 2.30 apresenta o caso de uma obra em São Petersburgo, Rússia, estudada por England e Cheesman (2009). Uma estaca barrete de 3,3 m x 1,0 m e 63 m de comprimento foi submetida a uma prova de carga estática convencional até

a carga máxima de 30000 kN, ou 30 MN, considerado o limite possível para executar um sistema de reação, e posteriormente submetida a um ensaio bidirecional com uso de O-Cells com capacidade para cargas acima de 90 MN. Observa-se na Figura 2.30 que a curva equivalente estimada através aplicação do Método de England (2005; 2009), com uso do CEMSOLVE, foi muito próxima à obtida através da prova de carga estática convencional.

O Método de England (2005; 2009) não foi utilizado nos estudos de caso da pesquisa realizada porque são necessários os *softwares* citados acima, não disponíveis. À luz de seu método, foi utilizado diretamente o modelo de Fleming (1992), conforme metodologia apresentada adiante, no Item 4.1.

### **2.3.7.3 Método de Fellenius (2014a)**

Fellenius (2014a) apresentou um método para a estimativa da curva carga-recalque equivalente. O autor ressaltou que, no ensaio bidirecional, a carga aplicada mobiliza primeiramente a camada mais profunda, mais rígida e, nas provas de carga convencionais, são mobilizadas primeiramente as camadas mais superficiais, menos resistentes.

Para considerar a diferente condição de rigidez do subsolo no encurtamento elástico da estaca, ele sugeriu que primeiramente sejam simuladas as curvas carga-deslocamento do ensaio bidirecional, através de modelos baseados em funções de transferência de carga, sendo usado por ele, em geral, a "*Ratio Function*", através do programa computacional UniPile. A partir desta análise, se obtêm os parâmetros de resposta do solo, que são usados para construir a curva carga-recalque equivalente.

A Figura 2.31 apresenta as curvas equivalentes obtidas por Fellenius (2014a) para ensaios bidirecionais executados em duas estacas tipo ômega: PCE-02 e PCE-07, com diâmetros de 0,70 m e comprimento de 11,5 m, instaladas na cidade de São Paulo. Posteriormente, estas mesmas estacas foram estudadas por Massad (2015) e Dada e Massad (2018b, 2018c), observando-se que as curvas equivalentes obtidas nestes novos estudos foram muito semelhantes às propostas por Fellenius (2014a). Os estudos constam no Item 5.3 – "OBRA C – ESTACAS ÔMEGA EM SÃO PAULO" da presente pesquisa.

O Método de Fellenius (2014a) também não foi utilizado nos estudos de caso da pesquisa realizada porque é necessário o *software* UniPile, não disponível.

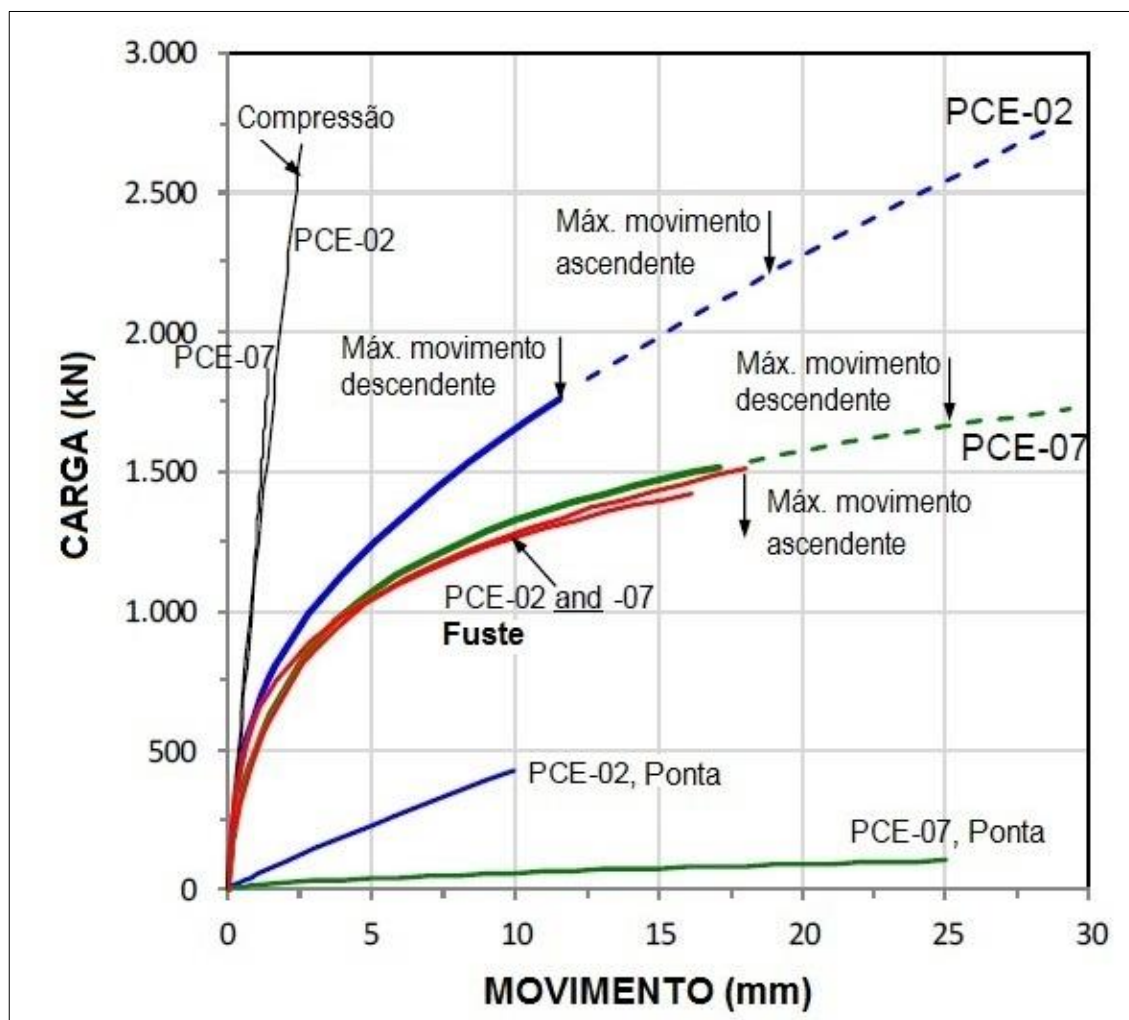


Figura 2.31 – Curvas equivalentes para o topo da estaca – Estacas ômega PCE-02 e PCE-07 (fonte: adaptado de FELLENIUS, 2014a).

#### 2.3.7.4 Método de Massad (2015)

Massad (2015) apresenta três procedimentos para a obtenção da curva equivalente: o primeiro para quando se têm leituras de deslocamentos no prato superior da expancell (Figura 2.32); o segundo, quando as leituras forem feitas apenas no topo da estaca (Figura 2.33); e o terceiro, quando se têm ambas as leituras.

O autor utiliza o conceito de ponta fictícia, ou seja, a curva carga-recalque do trecho *II* da estaca é admitida como sendo da “ponta fictícia”, que inclui o atrito lateral do trecho *II* e a resistência de ponta real.

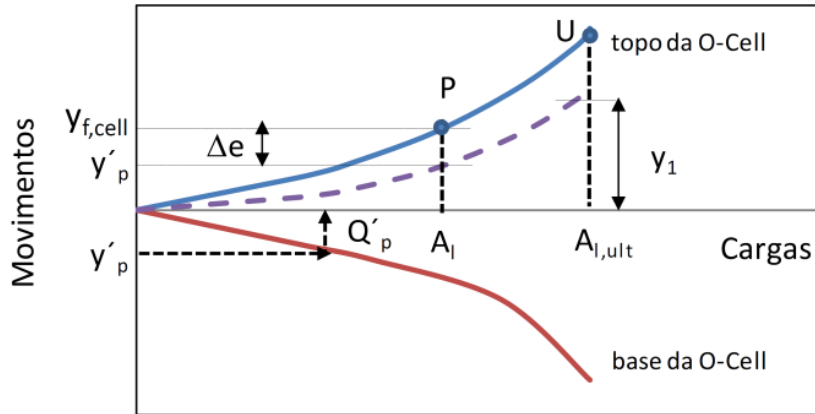


Figura 2.32 – Curvas esquemáticas do ensaio bidirecional - movimentos para cima medidos no topo da célula (fonte: adaptado de MASSAD, 2015).

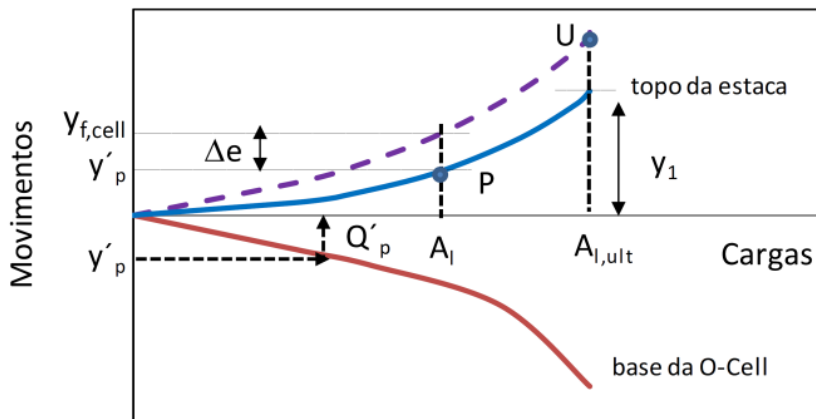


Figura 2.33 – Curvas esquemáticas do ensaio bidirecional - movimentos para cima medidos no topo da estaca (fonte: adaptado de MASSAD, 2015).

Resumidamente, o método consiste em somar as cargas  $A_l$  e  $Q'_p$ , respectivamente dos trechos *I* (movimento para cima) e *II* (movimentos para baixo) da estaca (ver Figura 2.23), para a mesma magnitude de deslocamento  $y'_p$  no topo e na ponta da estaca, como se ela fosse infinitamente rígida. Obtém-se assim a carga no topo da estaca ( $P_o$ ), conforme a Eq. 69:

$$P_o = A_l + Q'_p \quad (69)$$

onde:

- $P_o$  = Carga equivalente no topo da estaca, simulando uma prova de carga convencional;
- $A_l$  = Atrito lateral total, correspondente apenas ao trecho *I* da estaca (acima da expancell), associado a  $y'_p$ ;

- $Q'_p$  = Carga de ponta total no ensaio bidirecional (ponta real ou "fictícia"), associada a  $y'_p$ ;
- $y'_p$  = Deslocamento ascendente do topo da estaca, referente ao ensaio bidirecional.

O método considera a hipótese de estaca compressível. Para se obter o deslocamento equivalente do topo da estaca ( $y_o$ ) nesta condição, deve-se utilizar a Eq. 70:

$$y_o = y'_p + \Delta e \cdot \frac{c}{c'} + \frac{Q'_p}{K_r} \quad (70)$$

onde:

- $y_o$ ;  $y'_p$ ;  $Q'_p$ ;  $K_r$  = Conforme definidos anteriormente;
- $\Delta e$  = Encurtamento elástico do trecho  $I$ , ocorrido durante o ensaio bidirecional (Eq. 66);
- $c$  = Coeficiente de Leonards e Lovell (1979), conforme a Eq. 35;
- $c'$  = Coeficiente de Massad (2015), Eq. 68.

Nota-se que o termo  $c/c'$  transforma o encurtamento elástico,  $\Delta e$ , do ensaio bidirecional no encurtamento elástico do ensaio convencional (carga aplicada no topo) devido ao atrito lateral, dado por  $c/c' \cdot \Delta e$ .

Trata-se de um cálculo aproximado de  $y_o$ , pois  $c$  e  $c'$  são determinados supondo esgotamento do atrito lateral, hipótese essa validada para fins práticos por Massad (2015) através de vários casos de obra. O procedimento é repetido para vários valores de  $y'_p$ , o que permite obter a curva equivalente para carregamentos de cima para baixo.

Quando se dispõe de leituras de deslocamentos tanto no prato superior da expancell, quanto no topo da estaca, o valor de  $\Delta e$  é obtido diretamente, por diferença entre os valores de deslocamentos medidos, prescindindo assim da Eq. 66.

➤ Aplicação Prática:

Massad (2015) e Dada e Massad (2018b) apresentam o estudo de caso de duas estacas do tipo hélice contínua, E-46 e E-46A, de 0,60 m de diâmetro, instaladas em Belo Horizonte, Brasil, a 2,5 metros de distância entre si. Os dados das estacas foram obtidos em Alonso e Silva (2000).

A primeira foi submetida a uma prova de carga convencional e a outra, a um ensaio bidirecional, como mostrado na Tabela 2.14. O subsolo consistia de 1,8 m de aterro, sobreposto a camadas de argila siltosa e silte argiloso, mole (SPT=3 a 5) até 10 m de profundidade e, na sequência, um solo residual areno-siltoso (SPT=17 a 30). O lençol freático estava a 8 m de profundidade.

Tabela 2.14 – Estacas hélice contínua executadas em Belo Horizonte e apresentadas por Alonso e Silva (2000) – Informações gerais das estacas e parâmetros calculados (fonte: adaptado de MASSAD, 2015; DADA; MASSAD, 2018b).

Tipo de Ensaio	Estaca	$D$ (m)	$L$ (m)	$L_I$ (m)	$L_{II}$ (m)	$Kr$ (kN/mm)	$c$	$c'$	$k$
PCE*	Hélice Contínua (E-46)	0,6	16,0	-	-	442	0,59	0,41	>8 **
BID*	Hélice Contínua (E-46A)	0,6	15,5	14,0	1,5	505	0,57	0,43	~8 **

\* PCE: Prova de carga estática convencional; BID: Ensaio bidirecional.

\*\* Estacas longas ou compressíveis.

A Figura 2.34 apresenta os resultados do ensaio bidirecional na estaca E-46A, executado pela empresa Arcos Engenharia. A expanscell foi colocada a 14,0 m de profundidade. Na Figura 2.34, também são indicadas as curvas de aproximação hiperbólicas, adotadas para a obtenção da curva equivalente.

Para a prova de carga estática convencional (PCE) na estaca E-46, apresentada na Figura 2.35, o Método das Duas Retas (MASSAD; LAZO, 1998; VIANA DA FONSECA et al., 2007) foi aplicado levando a um atrito lateral máximo ( $A_{l,ult}$ ) de 1900 kN,  $y_I$  igual a 0,35 mm e uma rigidez da ponta de 300 kN/mm. Para cargas acima de 2400 kN, a ponta revelou um comportamento do tipo "strain hardening", sem atingir a ruptura, provavelmente em decorrência do processo de instalação, com remoldamento do solo. Esses valores foram confirmados pela aplicação do Modelo Matemático de Massad (1995, 2015) com base nas Relações

Cambefort: o ajuste entre as curvas medidas e calculadas é notável. A estaca comportou-se como uma estaca longa, com  $k > 8$  (Tabela 2.14). Vale ressaltar que o Método Décourt-Quaresma (1978) levou a  $A_{l,ult} = 1860\text{kN}$ .

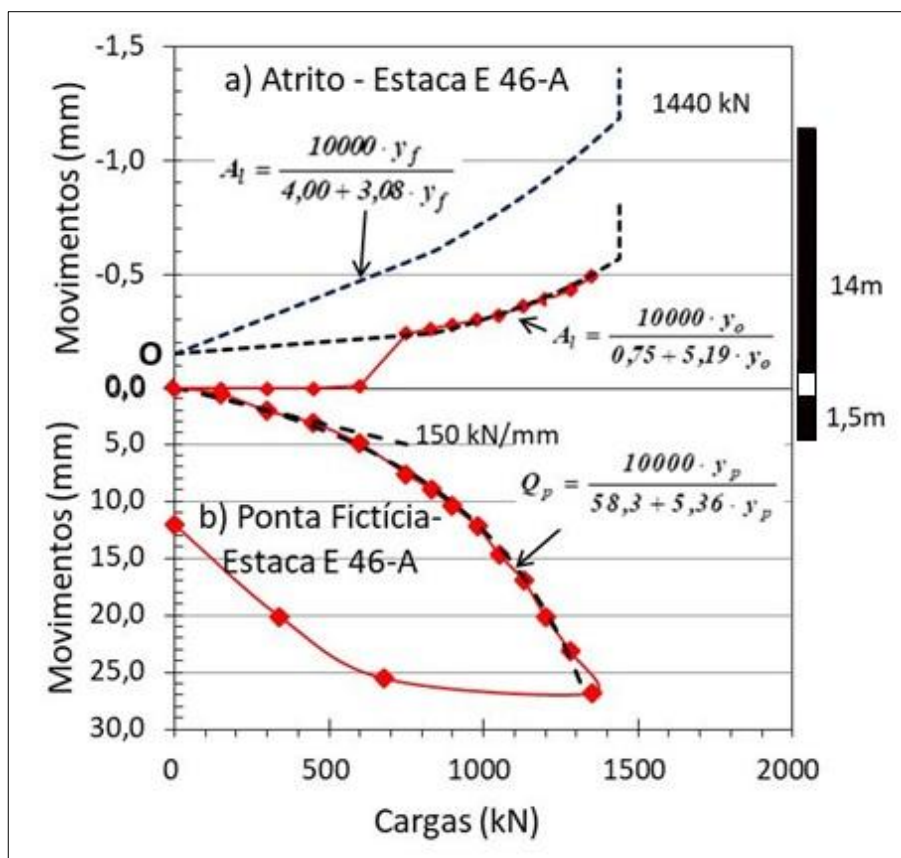


Figura 2.34 – Ensaio Bidirecional - Estaca Hélice Contínua E-46A (fonte: DADA; MASSAD, 2018b).

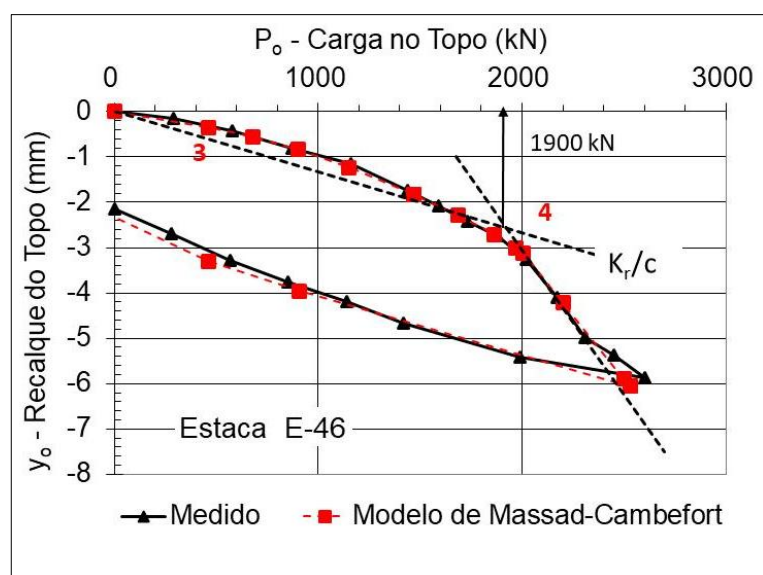


Figura 2.35 – Estaca E-46 – Resultados da prova de carga estática convencional e curva simulada através do Método das Duas Retas (fonte: adaptado de MASSAD, 2015; DADA; MASSAD, 2018b).

No que diz respeito à estaca E-46A, submetida ao ensaio bidirecional, o atrito lateral máximo ( $A_{l,ult}$ ) até 14 m de profundidade foi estimado em 1440 kN pelo Método Décourt-Quaresma (1978), portanto acima da carga máxima ascendente de 1350 kN (Figura 2.34-a). Um ajuste com função hiperbólica  $A_l=f(y_o)$  foi feito na curva ascendente, conforme mostrado na Figura 2.34-a, eliminando o "salto" no início e extrapolando no final, admitindo uma carga de ruptura de 1440 kN. A variável  $y_o$  dessa função hiperbólica tem, portanto, origem no ponto "O" da Figura 2.34-a.

A Tabela 2.15 apresenta os resultados de  $P_o$  e  $y_o$  calculados através do Método de Massad (2015), para a obtenção da curva equivalente para carregamentos de cima para baixo, usando as Eqs. 69 e 70. A curva resultante está apresentada na Figura 2.36. O segmento da estaca abaixo da expancell, com um comprimento de 1,5m, foi tomado como uma "ponta fictícia", com uma função de transferência de carga dada pela Figura 2.34-b. Inclui a ponta real e o atrito lateral do segmento de estaca de 1,5 m.

Tabela 2.15 – Aplicação do Método de Massad à Estaca E-46A (fonte: MASSAD, 2015; DADA; MASSAD, 2018b).

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,09	50	836	886	1,13
0,11	55	892	947	1,23
0,13	65	945	1010	1,33
0,15	70	995	1065	1,41
0,17	75	1042	1117	1,50
0,21	80	1128	1208	1,64
0,24	93	1185	1278	1,76
0,28	96	1255	1351	1,89
0,34	100	1345	1445	2,06
0,42	140	1442	1582	2,33
0,85	200	1442	1642	2,88
3,85	500	1442	1942	6,47

Em seguida, o citado Modelo Matemático de Massad-Cambefort (MASSAD, 1995; 2015) foi aplicado ao ensaio bidirecional na estaca E-46A, usando o atrito lateral máximo ( $A_{l,ult}$ ) de 1440 kN,  $y_l$  igual a 0,35 mm e rigidez da ponta de 150 kN/mm, este último valor obtido a partir da parte inicial da curva descendente (Figura 2.34-b). O resultado também é mostrado na Figura 2.36, junto à curva medida da prova de carga estática convencional (PCE) na estaca E-46. Mais uma vez, o ajuste



é notável entre as três curvas até a mobilização total da resistência lateral de 1440 kN na estaca E-46A.

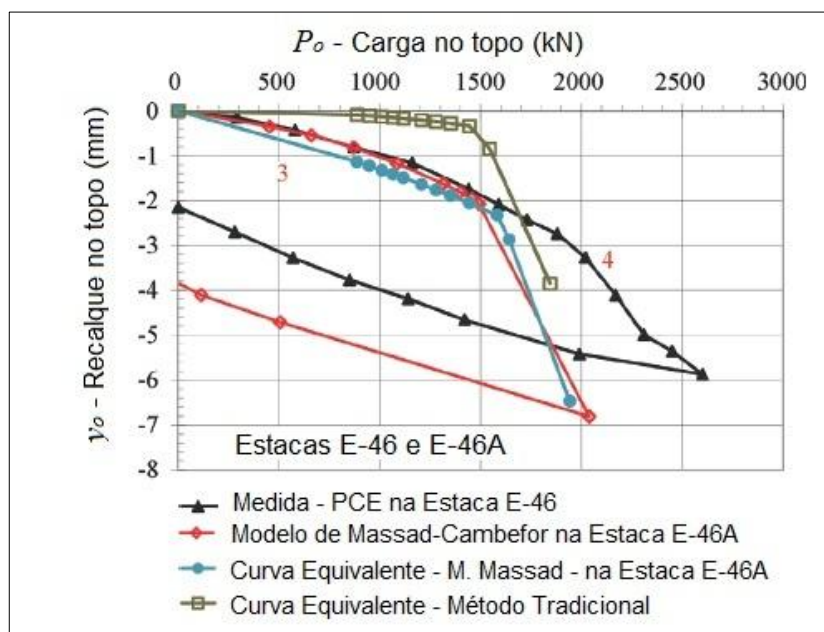


Figura 2.36 – Comparação entre as curvas carga-recalque no topo. Como a estaca é compressível, a curva de melhor ajuste é aquela que considera o encurtamento elástico da estaca. (fonte: adaptado de MASSAD, 2015; DADA; MASSAD, 2018b).

A Figura 2.36 mostra, além disso, que a resistência da ponta fictícia da estaca E-46A, dada pela Figura 2.34-b, é muito menor do que a resistência da ponta real da E-46, submetida à PCE, provavelmente face a um remoldamento mais intenso do solo da ponta. Esse fato é suportado pelo próprio formato da curva descendente da Figura 2.34-b. Por fim, observa-se, na Figura 2.36, que a curva equivalente obtida através do Método Tradicional (SILVA, 1983; OSTERBERG, 1995) resultou em deslocamentos menores que os obtidos para as demais curvas e, portanto, a consideração da compressibilidade das estacas é um fator importante na obtenção das curvas equivalentes, principalmente para estacas que se comportam como "longas" ( $k \geq 8$ ).

### 2.3.7.5 Outros Métodos

Apresentam-se a seguir, sucintamente, outros métodos disponíveis em bibliografia, que foram desenvolvidos considerando a compressibilidade da estaca, mas que são menos rigorosos matematicamente que os destacados acima, ou que

recorrem ao uso do Método dos Elementos Finitos, sendo específicos para certas condições de geometria e de subsolo adotadas.

➤ Método de Alonso e Silva (2000):

Foi o primeiro método desenvolvido no Brasil para considerar a compressibilidade da estaca. É apresentada uma solução aproximada. Além de outras simplificações, admite-se a distribuição uniforme do atrito unitário com a profundidade, tendo  $c = 0,5$  (Eq. 33) e alguns valores aproximados para os deslocamentos na curva equivalente. Foi o ponto de partida para o desenvolvimento do Método de Massad (2015), exposto no item 2.3.7.4.

➤ Método de Kwon et al. (2005):

Kwon et al. (2005) ilustram que a relação entre o encurtamento elástico da estaca ocorrido durante uma prova de carga convencional e o ocorrido durante um ensaio bidirecional seria igual à relação de áreas dos respectivos diagramas de transferência de carga em profundidade, considerando apenas a parcela de atrito. Segundo os autores, em geral, o primeiro é o dobro do segundo, relação inferida a partir da distribuição de atrito unitário uniformemente crescente com a profundidade. De fato, nestas condições, pode-se extrair das Figuras 2.6-b e 2.27-b que  $c/c' \cong 0,67/0,33 = 2$ .

Os autores apresentaram um método para a construção da curva carga-recalque com base em medidas de encurtamento elástico durante o ensaio bidirecional e consideraram a correção de seu valor, para carga aplicada de cima para baixo, utilizando a relação citada, igual a 2,0, e acrescentando o encurtamento devido à carga de ponta.

O método é bastante simples e apresentou um grande avanço no conceito da correção do encurtamento elástico. Entretanto, muitas vezes, não se têm as medidas de encurtamento elástico do carregamento bidirecional, pois as medições de deslocamento do fuste são feitas ou somente no topo da estaca, ou no topo da expancell. Assim, seu valor tem de ser estimado, cálculo que não é tratado pelos autores. Além disso, os autores adotam simplificadamente um único valor para o equivalente à relação entre  $c$  (Eq. 33) de Leonards e Lovell (1979) e  $c'$  (Eq. 66) de

Massad (2015), correlato de  $c$ , sendo que a mesma é variável, em função da distribuição do atrito unitário ao longo do fuste.

➤ Método de Lee e Park (2007):

Lee e Park (2007) notaram, através de um estudo de caso, que os encurtamentos elásticos da estaca resultam inferiores no ensaio bidirecional, em relação à prova de carga convencional, devido à diferença nas distribuições de carga em profundidade. Na estaca estudada, as O-cells foram instaladas em dois níveis. Os autores propuseram um método para a obtenção da curva equivalente a partir das leituras das duas O-cells, considerando a compressibilidade da estaca e com base em parâmetro correlato ao coeficiente  $c$  de Leonards e Lovell (1979), da Eq. 33. Foram adotados, simplificadaamente, valores de  $c$  iguais a 1/2 ou 2/3, que correspondem, respectivamente, à distribuição do atrito lateral uniforme ou uniformemente crescente na estaca.

➤ Método de Mission e Kim (2011):

Através de estudos paramétricos de estacas escavadas em solos coesivos, utilizando o Método dos Elementos Finitos, Mission e Kim (2011) construíram gráficos para a obtenção da razão entre o encurtamento elástico do fuste da estaca devido ao atrito lateral, que ocorre em uma prova de carga convencional (Eq. 33, considerando  $Q_p = 0$ ), e o que ocorre em um ensaio bidirecional (Eq. 66).

Para a obtenção da curva equivalente, os autores propuseram fazer a correção do encurtamento elástico devido ao atrito lateral através dos gráficos citados no parágrafo anterior e acrescentar a parcela do encurtamento elástico devido à carga de ponta. Os autores apresentaram estudos de caso, para os quais obtiveram resultados satisfatórios através da modelagem numérica, comparados a provas de carga convencionais.

➤ Método de Kim e Chung (2012):

Kim e Chung (2012) sugerem dois métodos, um no qual a carga residual é irrelevante e outro, em que ela é significativa. Os autores se basearam nos Métodos de Kwon et al. (2005) e Lee e Park (2007) e apresentam a estimativa do encurtamento elástico da estaca para o carregamento bidirecional adotando o valor

de 1/3 para um coeficiente análogo ao  $c'$  (Eq. 67) adotado no presente trabalho, que corresponde à distribuição de atrito unitário uniformemente crescente com a profundidade, sendo os valores comparados aos medidos no ensaio.

Quando a carga residual é relevante, os autores ressaltam que o diagrama de transferência de carga em profundidade é alterado, devendo ser reavaliado. Entretanto, Fellenius (2019) diz que o ensaio bidirecional fornece resultados de cargas independentes das cargas residuais, porque as mesmas são transferidas à expancell durante a aplicação de cargas para o rompimento do selo.

### **2.3.8 Alívio de tensões na região da ponta**

No item 2.1.4 – “Influência do Atrito Lateral na Ponta de Estaca”, mostrou-se que, em ensaios de carregamento "*top-down*", autores consagrados desprezaram a influência do atrito lateral nos recalques da ponta.

Durante o ensaio bidirecional, a abertura da expancell e o levantamento do fuste geram um vazio e um alívio de tensões no entorno. Fellenius (2019) comentou que o vazio no solo, devido à separação do topo e base da expancell, gera tensões de tração na região de solo próxima ao nível da célula, porém explicou que essa alteração de tensões é localizada e tem efeito marginal sobre o comportamento da estaca.

England (2005) afirmou que, quando a expancell é instalada próxima à ponta da estaca, pode resultar em alguma perturbação em seu comportamento, em consequência do alívio de tensões, podendo levar a uma pior resposta da ponta, comparada à referente a provas de carga convencionais. Entretanto, este aspecto ainda tem sido pouco abordado em artigos científicos.

Considera-se válido o questionamento de England (2005), fazendo-se um aprofundamento desse estudo na presente pesquisa, conforme apresentado no próximo capítulo.

## CAPÍTULO 3 – AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO LEVANTAMENTO DO FUSTE NA REGIÃO DA PONTA

Neste Capítulo, será feita uma avaliação da influência do alívio de tensões na ponta da estaca, provocado pelo levantamento do fuste, que ocorre durante o ensaio bidirecional. No entanto, iniciar-se-á a análise deste tipo de efeito para carregamentos a partir do topo, ocorrendo, neste caso, acréscimo de tensões na ponta.

### 3.1 INFLUÊNCIA DO ATRITO LATERAL NA PONTA (CARGA NO TOPO)

Considerações sobre esse efeito em estacas carregadas axialmente no topo foram apresentadas no Item 2.1.4 – "Influência do Atrito Lateral na Ponta de Estaca". Destaca-se a Eq. 64 de Vargas (1977, 1978), que fornece a relação entre  $\Delta Q_{p,f}$  e  $Q_p$ , sendo, respectivamente, o acréscimo de carga na ponta devido à carga de atrito lateral e a carga de ponta da estaca.

Na Eq. 64 de Vargas (1977, 1978), após simples transformações, inseriu-se a relação de  $L/r$ , obtendo-se a Eq. 71:

$$\frac{\Delta Q_{p,f}}{Q_p} = K_{zz} \cdot \pi \cdot \alpha \cdot \left( \frac{1}{L/r} \right)^2 \quad (71)$$

onde:

- $\Delta Q_{p,f}$  = Acréscimo de carga na ponta da estaca devido à carga de atrito lateral;
- $Q_p$  = Carga de ponta da estaca;
- $K_{zz}$  = Fator de influência que correlaciona a carga de atrito lateral e o acréscimo de tensão gerado na região da ponta: dado pelas Eqs. 60 a 62 (Tabela 2.11);
- $\alpha$  = Coeficiente de Vargas (1977, 1978);  $\alpha = A_l / Q_p$  (Eq. 59);
- $L$  = Comprimento da estaca;
- $r$  = Raio da estaca.

$L/r$  é a relação de esbelteza da estaca. Randolph e Wroth (1978) sugeriram que, para  $L/r \geq 20$  (Eq. 46), os efeitos de transferência de carga do fuste e da ponta podem ser desacoplados, ou seja, o valor de  $\Delta Q_{p,f}$  da Eq. 71 pode ser negligenciado.

A Eq. 72 a seguir correlaciona os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta = Q_p / P_o$  de uma estaca carregada axialmente no topo:

$$P_o = A_l + Q_p \rightarrow \frac{1}{\beta} = \alpha + 1 \rightarrow \beta = \frac{1}{\alpha + 1} \quad (72)$$

onde:

- $\alpha$  = Coeficiente de Vargas (1977, 1978);  $\alpha = A_l / Q_p$  (Eq. 59);
- $\beta$  = Coeficiente de Poulos (1972);  $\beta = Q_p / P_o$  (Eq. 38).

Com o objetivo de obter a relação de  $\Delta Q_{p,f}$  e  $Q_p$  para algumas estacas de obras, foram estudadas nove estacas da bibliografia, submetidas ou à prova de carga estática convencional, e/ou ao ensaio de carregamento dinâmico, sendo indicadas nas Tabelas 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1 – Estacas submetidas à prova de carga estática convencional: Parâmetros  $L/r$ ;  $\alpha$  e  $\beta$ .

OBRA	LOCAL	FONTE	ESTACA	TIPO	TIPO DE ENSAIO **	D (m)	L (m)	L/r	P <sub>o</sub> máx ensaio (kN)	A <sub>l</sub> (kN)	Q <sub>p</sub> (kN)	$\alpha$	$\beta$
F	Belo Horizonte, MG	Alonso e Silva (2000); Massad (2015); Dada e Massad (2018b)	E-46	HÉLICE CONTÍNUA	PCE	0,60	16,0	53	2600	1900 (1)	700	2,7	27%
G	Pusan*, Coreia do Sul	Seol e Jeong (2009)	T	ESTACÃO	PCE	1,50	33,4	45	35000	31246 (2)	3754 (2)	8,3	11%
H	Gimhae, Coreia do Sul	Seol e Jeong (2009)	G1	ESTACÃO	PCE	1,50	30,6	41	12250	9450 (2)	2800 (2)	3,4	23%
I	Baixada de	Vargas (1981a)	EST-S-330	PRÉ-MOLDADA	PCE	0,60	24,0	80	2550	2300 (2)	250 (2)	9,2	10%
J	São Paulo, SP	França (2011)	PC-01	ESTACÃO	PCE	1,20	23,0	38	8800	6198 (2)	2602 (2)	2,4	30%
			PC-02	ESTACÃO	PCE	1,20	29,0	48	11000	7631 (2)	3369 (2)	2,3	31%
			PC-03	ESTACÃO	PCE	1,20	31,0	52	11140	7390 (2)	3750 (2)	2,0	34%

\* Atual Cidade Metropolitana de Busan.

\*\* PCE: Prova de carga estática convencional

(1)  $A_{l,ult}$ , estimado através do "Método de Duas Retas" (MASSAD e LAZO, 1998; VIANA DA FONSECA et al., 2007).

(2) Obtido através de instrumentação da estaca em profundidade com *strain gages*.

Tabela 3.2 – Estacas submetidas ao ensaio de carregamento dinâmico: Parâmetros  $L/r$ ;  $\alpha$  e  $\beta$ .

OBRA	LOCAL	FONTE	ESTACA	TIPO	TIPO DE ENSAIO **	$D$ (m)	$L$ (m)	$L/r$	$A_l$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$\alpha$	$\beta$
K	Santos, SP	Valverde e Massad (2018)	EC-1304	PRÉ-MOLDADA VAZADA	PCE e ECD	0,80	43,4	109	8247 (1)	1838 (1)	4,5	18%
L	Santos, SP	Valverde e Massad (2018)	PC-01	TUBULAR METÁLICA	PCE e ECD	0,91	33,3	73	5252 (1)	5717 (1)	0,9	52%

\* PCE: Prova de carga estática convencional; ECD: Ensaio de carregamento dinâmico.

(1) Carga máxima mobilizada estimada através do ECD.  $A_l$  corresponde ao atrito lateral da envoltória máxima.

Para as estacas estudadas, foram consideradas as cargas máximas de ensaio, que são obtidas diretamente, eliminando a necessidade de interpretações adicionais. Foi aplicada a Eq. 71, que admite, simplificadamente, comportamento linear elástico das cargas de atrito lateral e ponta, hipótese, em geral, representativa para solicitações até as cargas de trabalho. A partir da Eq. 71 e com base na Tabela 2.11 (Item 2.1.4 – “Influência do Atrito Lateral na Ponta de Estaca”), obtiveram-se três soluções para  $\Delta Q_{p,f}/Q_p$ , considerando, respectivamente:

**Solução 1:** A teoria de Martins (1945), adotada por Vargas (1977, 1978), que adota a hipótese de atrito unitário uniforme ao longo do fuste e  $\nu=0,5$  (Figura 3.1);

**Solução 2:** A teoria de Geddes (1966) para a hipótese de distribuição de atrito unitário uniforme ao longo do fuste, adotando-se  $\nu=0,3$  (Figura 3.2);

**Solução 3:** A teoria de Geddes (1966) para a hipótese de atrito unitário uniformemente crescente com a profundidade, adotando-se  $\nu=0,3$  (Figura 3.3).

Para cada uma das soluções, o fator  $K_{zz}$ , indicado na Eq. 71, foi calculado para o eixo vertical da estaca e para a razão de profundidade  $m = z/L = 1,05$ , esta adotada por Vargas (1977, 1978). Os resultados estão na Tabela 3.3.

Os ábacos das Figuras 3.1 a 3.3 apresentam os valores estimados do acréscimo de carga na ponta devido ao atrito lateral,  $\Delta Q_{p,f}/Q_p$ , em porcentagem, para as estacas das obras estudadas. As maiores porcentagens resultaram para a

hipótese de Geddes (1966) que considera distribuição de atrito unitário crescente com a profundidade e  $\nu = 0,30$ , apresentada na Figura 3.3, sendo, em geral, mais próxima à condição real de obras. A hipótese de Martins (1945) / Vargas (1977, 1978), Figura 3.1, resultou nos valores intermediários.

Tabela 3.3 – Valores de  $K_{zz}$  obtidos para o eixo vertical da estaca, na profundidade referente a  $m=z/L = 1,05$ .

Soluções de $\Delta Q_{p,f}/Q_p$ :	Solução 1	Solução 2	Solução 3
Fórmula utilizada:	Martins (1945)	Geddes (1966)	Geddes (1966)
Distribuição do atrito lateral unitário ao longo do fuste:	Constante	Constante	Uniformemente crescente
Coefficiente de Poisson do solo ( $\nu$ ):	0,50	0,30	0,30
$K_{zz}$ *:	4,73	3,86	6,70

\* Valores obtidos através das Eqs. 60 a 62 (Tabela 2.11).

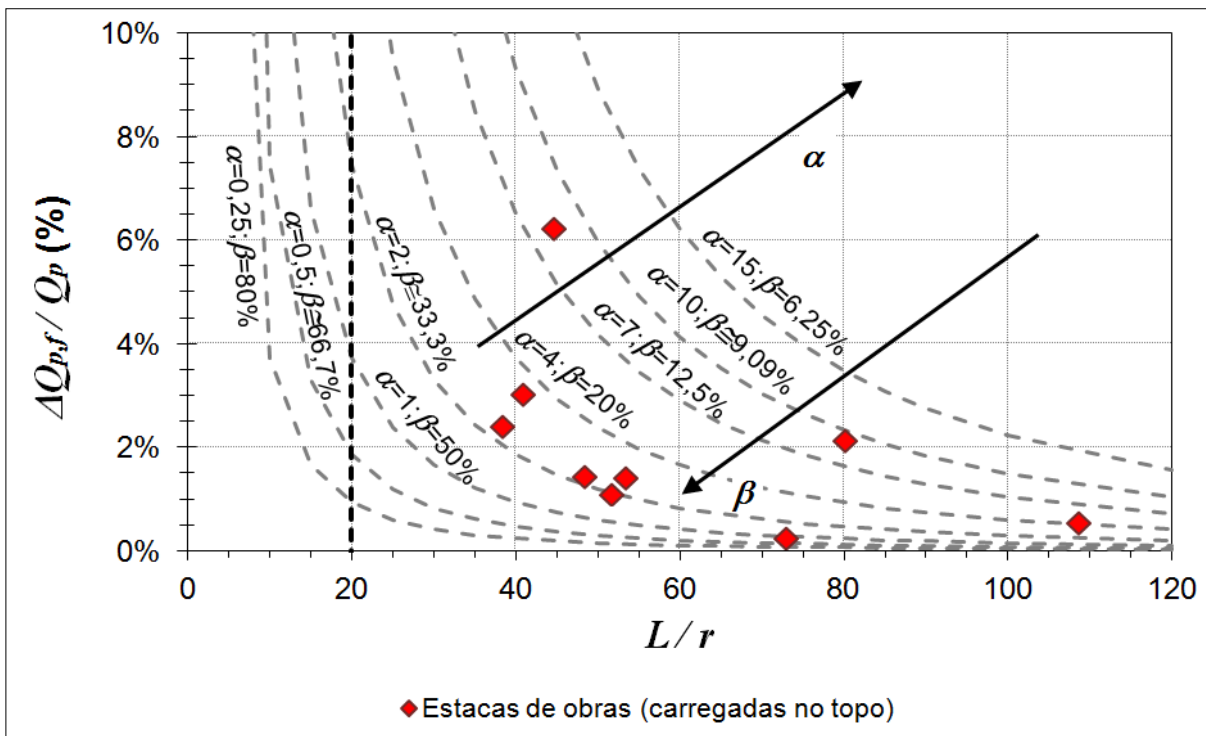


Figura 3.1 – Resultados de acréscimos de carga ( $\Delta Q_{p,f}/Q_p$ ) em função de  $L/r$ ,  $\alpha$  e  $\beta$ , considerando a solução elástica de Martins (1945), adotada por Vargas (1977, 1978). Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme as Tabelas 3.1 e 3.2.



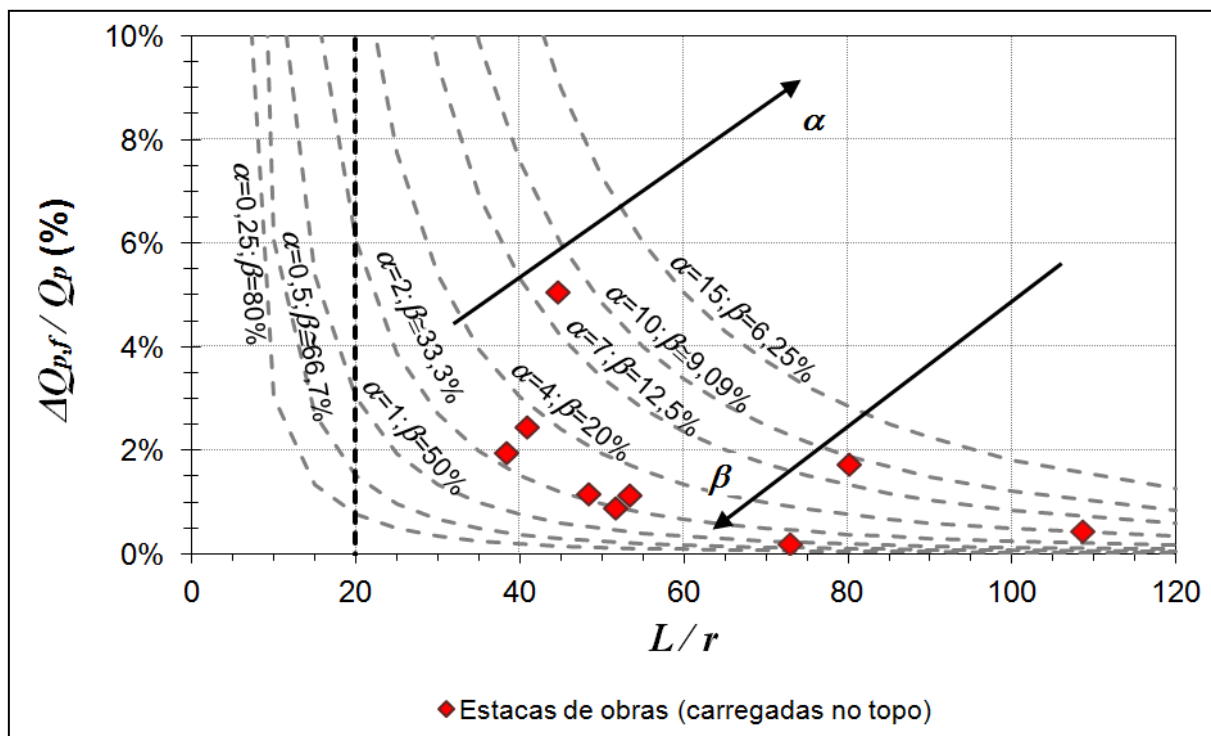


Figura 3.2 – Resultados de acréscimos de carga ( $\Delta Q_{p,f} / Q_p$ ) em função de  $L/r$ ,  $\alpha$  e  $\beta$ , considerando a solução elástica de Geddes (1966) com  $\nu = 0,3$  e  $f$  uniforme. Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme as Tabelas 3.1 e 3.2.

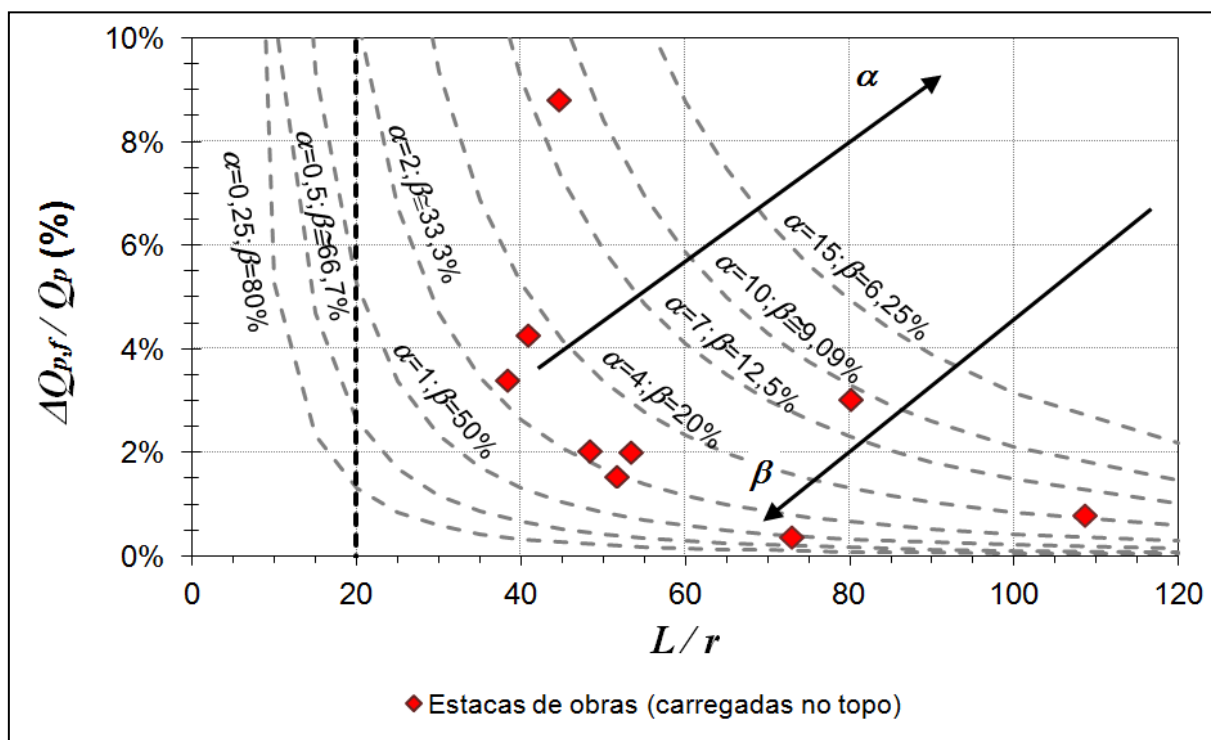


Figura 3.3 – Resultados de acréscimos de carga ( $\Delta Q_{p,f} / Q_p$ ) em função de  $L/r$ ,  $\alpha$  e  $\beta$ , considerando a solução elástica de Geddes (1966) com  $\nu = 0,3$  e  $f$  linearmente crescente. Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme as Tabelas 3.1 e 3.2.

Para cada uma das três hipóteses estudadas, a porcentagem máxima de acréscimo de carga na ponta devido ao atrito lateral, em relação à carga de ponta ( $\Delta Q_{p,f} / Q_p$ ), resultou inferior a, aproximadamente, 2,5 até 4,5%, para 89% das estacas estudadas (Figuras 3.1 a 3.3). Apenas em um caso, a porcentagem de  $\Delta Q_{p,f} / Q_p$  estimada foi maior, sendo de, aproximadamente, 5,1 a 8,8%, referente ao estacão "T" da obra G (Tabela 3.1).

Nos três ábacos, destacou-se a relação de esbeltez de Randolph e Wroth (1978) de  $L/r \geq 20$  (Eq. 46). Para esta relação, os autores consideraram que os efeitos das cargas do fuste e da ponta podem ser desacoplados. Observa-se que todas as estacas estudadas tinham  $L/r \geq 38$ , atendendo a essa restrição.

Nota-se, obviamente, que o acréscimo de carga na ponta devido ao atrito é tão maior quanto maior a carga de atrito lateral em relação à carga de ponta,  $\alpha = A/Q_p$ , e quanto menor for o  $\beta = Q_p/P_o$ . Porém, no limite, para  $\beta \rightarrow 0$ , a carga na ponta é nula, sendo que o acréscimo de carga  $\Delta Q_{p,f}$ , segundo a metodologia utilizada, resulta infinito. Assim, a análise feita está falseada para estacas de atrito, principalmente com baixos valores de  $\beta$ , porque, nestes casos, a carga de ponta tem pouca relevância para a carga total da estaca, mas qualquer acréscimo na carga de ponta resulta elevado em relação à carga de ponta inicial.

Seguindo o raciocínio do parágrafo anterior, verifica-se que, na hipótese mais severa (Figura 3.3) e considerando  $L/r \geq 20$ , a porcentagem  $\Delta Q_{p,f} / Q_p$  resulta maior que 10% para estacas de atrito com  $\beta < \sim 33,3\%$ . Nestas condições, a fim de elucidar a questão, o ábaco da Figura 3.4 apresenta as porcentagens de acréscimo de carga na ponta em relação à carga total,  $P_o$ , em vez de ser em relação a  $Q_p$ . Como era esperado, as porcentagens resultaram, em geral, insignificantes, tanto para estacas de ponta ( $\beta > 50\%$ ), quanto para as de atrito ( $\beta < 50\%$ ). Considerando um cenário hipotético extremo, com  $\beta = 2\%$  e  $L/r = 20$ ,  $\Delta Q_{p,f} / P_o$  resulta da ordem de 5%, valor ainda pequeno. Para as estacas estudadas,  $\Delta Q_{p,f} / P_o$  máxima foi de 1%.

Para estacas escavadas em geral, a norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010) preconiza que a carga na ponta seja limitada em 20%. Neste cenário de

distribuição de cargas ( $\beta=20\%$ ), para que a porcentagem de  $\Delta Q_{p,f} / Q_p$  seja menor que  $\sim 5\%$ , as estacas devem atender a relação de esbeltez de  $L / r \geq 30$  a 40, segundo as Figuras 3.1 a 3.3. Todas as estacas estudadas atenderam essa relação. De maneira geral, estacas escavadas resultam com  $L / r$  mais elevados, porque precisam de maior comprimento para desenvolver o atrito lateral exigido. Porém, de qualquer maneira, observa-se, na Figura 3.4, que a porcentagem de  $\Delta Q_{p,f} / P_o$  é menor que, aproximadamente, 4% para qualquer relação de esbeltez superior a 20, podendo ser negligenciada.

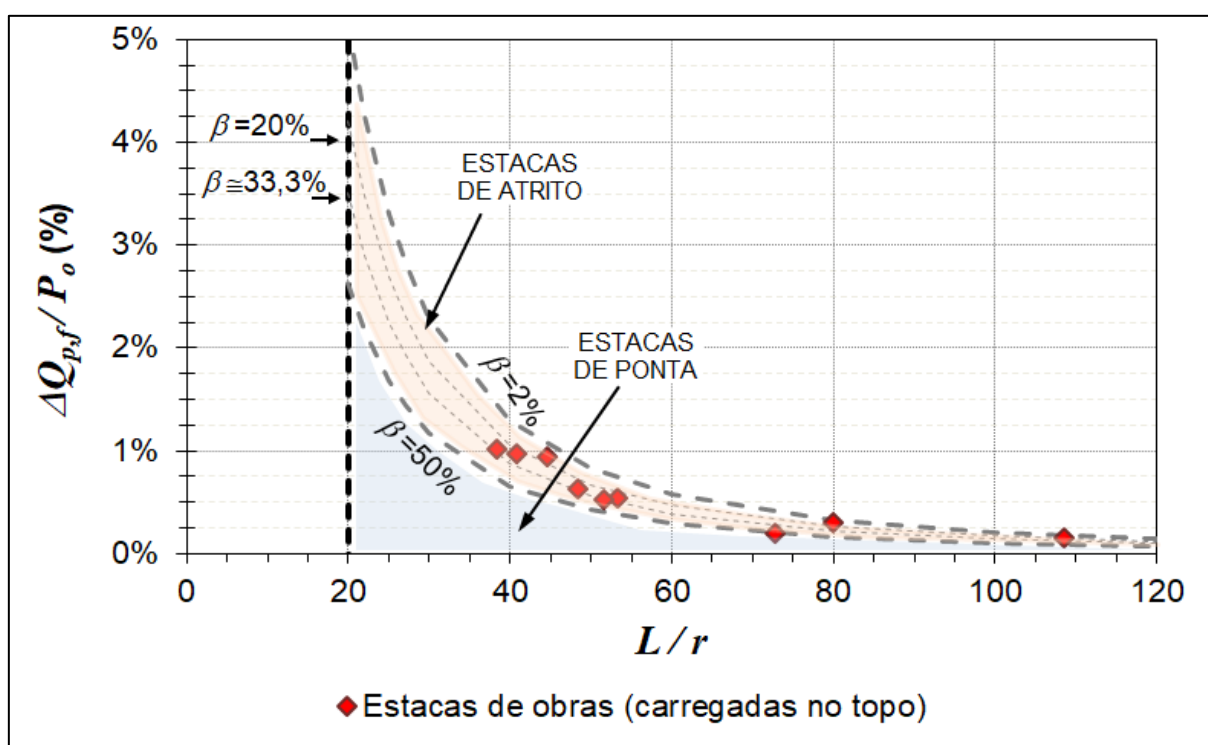


Figura 3.4 – Resultados de acréscimos de carga na ponta, em relação à carga total da estaca ( $\Delta Q_{p,f} / P_o$ ), para estacas de atrito e de ponta. Solução elástica de Geddes (1966) com  $\nu = 0,3$  e  $f$  linearmente crescente. Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme as Tabelas 3.1 e 3.2.

Portanto, entende-se que o acréscimo de carga na ponta devido ao atrito lateral pode, de maneira geral, ser negligenciado para fins práticos, como já haviam postulado Poulos e Davis (1974, 1980), Vargas (1977, 1978, 1981a) e Randolph e Wroth (1978).

### 3.2 ALÍVIO DE TENSÕES RESULTANTE NA PONTA (ENSAIO BIDIRECIONAL)

Analogamente ao feito no Item anterior, foram obtidas as relações de  $\Delta Q_{p,f}$  e  $Q_p$  para as estacas submetidas ao ensaio bidirecional das Obras A a E, estudadas no “CAPÍTULO 5 – ESTUDOS DE CASOS”, e da Obra F, de bibliografia. Os dados das estacas estão apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Estacas estudadas, submetidas ao ensaio bidirecional: Parâmetros  $L/r$  e  $\alpha$ .

OBRA	LOCAL	ESTACA	TIPO	TIPO DE ENSAIO	$D$ (m)	$L_I$ <sup>(4)</sup> (m)	$L_I/r$	$A_I$ máx ensaio (trecho I) <sup>5;6</sup> (kN)	$Q_p$ máx ensaio (trecho II) <sup>5;6</sup> (kN)	$\alpha$
A <sup>(1)</sup>	METRÔ de São Paulo (Oratório)	E-106	ESTACÃO	BID	0,80	10,1	25	-809	936	-0,9
		E-244	ESTACÃO	BID	0,70	14,5	41	-1659	1798	-0,9
B <sup>(1)</sup>	Rio de Janeiro, RJ	E-B3	RAIZ	BID e ECD	0,50/ 0,40 <sup>(3)</sup>	10,5	44	-1218	1264	-1,0
C <sup>(1)</sup>	São Paulo, SP	PC-02	ÔMEGA	BID	0,70	8,5	24	-931	931	-1,0
		PC-07	ÔMEGA	BID	0,70	7,2	21	-761	761	-1,0
D <sup>(1)</sup>	Sudeste, Brasil	Pile 1	ESTACÃO	PCE e BID	0,80	9,5	24	-2807	2926	-1,0
E <sup>(1)</sup>	São Paulo, SP	PCE03	HÉLICE CONTÍNUA	BID	0,50	14,0	56	-1095	1163	-0,9
		PCE04	HÉLICE CONTÍNUA	BID	0,50	14,0	56	-1095	1164	-0,9
		PCE05	HÉLICE CONTÍNUA	BID	0,50	14,7	59	-1187	1260	-0,9
		PCE06	HÉLICE CONTÍNUA	BID	0,50	14,5	58	-1093	1165	-0,9
		PCE07	HÉLICE CONTÍNUA	BID	0,50	16,0	64	-1087	1165	-0,9
		PCE08	HÉLICE CONTÍNUA	BID	0,40	14,0	70	-772	816	-0,9
F <sup>(2)</sup>	Belo Horizonte, MG	E-46A	HÉLICE CONTÍNUA	BID	0,60	14,0	47	-1350	1350	-1,0

<sup>1</sup> Obras estudadas no CAPÍTULO 5 da presente pesquisa.

<sup>2</sup> Referências bibliográficas: Alonso e Silva (2000); Massad (2015); Dada e Massad (2018b).

<sup>3</sup>  $D=0,50$  m até profundidade de 8,1 m;  $D=0,40$  m abaixo desta. Diâmetro equivalente do fuste (trecho I):  $D_e \cong 0,477$  m.

<sup>4</sup>  $L_I$ : Comprimento do fuste da estaca, até o nível da expancell.

<sup>5</sup> Cargas corrigidas (à carga aplicada pela expancell,  $P_{cell}$ , foi descontado o peso submerso para obter  $A_I$  e somada a pressão da água no nível da célula para obter  $Q_p$ ), exceto para as Obras C e F.

<sup>6</sup> Convenção de sinais adotada: positivo para cargas com sentido para baixo; negativo para cargas com sentido para cima. Nota:  $A_I$  e  $Q_p$  são cargas de compressão.

Foram consideradas as cargas de  $A_l$  e  $Q_p$  máximas de ensaio, pois as mesmas são obtidas de maneira direta, evitando extrapolações, sendo  $Q_p$  referente à "ponta fictícia". Entretanto, para o ensaio bidirecional, as análises independem do estágio de carregamento considerado, porque  $\alpha$  sempre resulta próximo à unidade, como será explicado posteriormente.

As porcentagens de alívio de carga na ponta ( $\Delta Q_{p,f}$ ), devido ao levantamento do fuste, em relação à carga de ponta ( $Q_p$ ), foram determinadas através da Eq. 73, que é análoga à Eq. 71, mas considerando  $L_l$  (comprimento do fuste acima da expancell) no lugar de  $L$  (comprimento total da estaca).

$$\frac{\Delta Q_{p,f}}{Q_p} = K_{zz} \cdot \pi \cdot \alpha \cdot \left( \frac{1}{L_l/r} \right)^2 \quad (73)$$

onde:

- $\Delta Q_{p,f}$  = Alívio de carga na ponta da estaca devido ao levantamento do fuste;
- $Q_p$  = Carga de ponta da estaca ("ponta fictícia");
- $K_{zz}$  = Fator de influência. Valores dados na Tabela 3.3;
- $\alpha$  = Coeficiente de Vargas (1977, 1978);  $\alpha = A_l / Q_p$  (Eq. 59);
- $L_l$  = Comprimento do fuste da estaca acima da expancell (Trecho I);
- $r$  = Raio da estaca (Trecho I).

Para cada estaca estudada, foi aplicada a Eq. 73, utilizando-se a Tabela 3.3. As porcentagens de carga de  $\Delta Q_{p,f} / Q_p$  estão indicadas nos ábacos das Figuras 3.5 a 3.7, respectivamente para a hipótese de Martins (1945), adotada por Vargas (1977, 1978), e para as duas hipóteses de Geddes (1966): distribuição uniforme do atrito lateral e distribuição uniformemente crescente, ambas com  $\nu = 0,30$ .

Nas Figuras 3.5 a 3.7, nota-se que os valores de  $\Delta Q_{p,f} / Q_p$  são negativos, pois, com o levantamento do fuste, há o alívio de tensões junto à ponta, sendo a "ponta fictícia" no caso de ensaios bidirecionais.

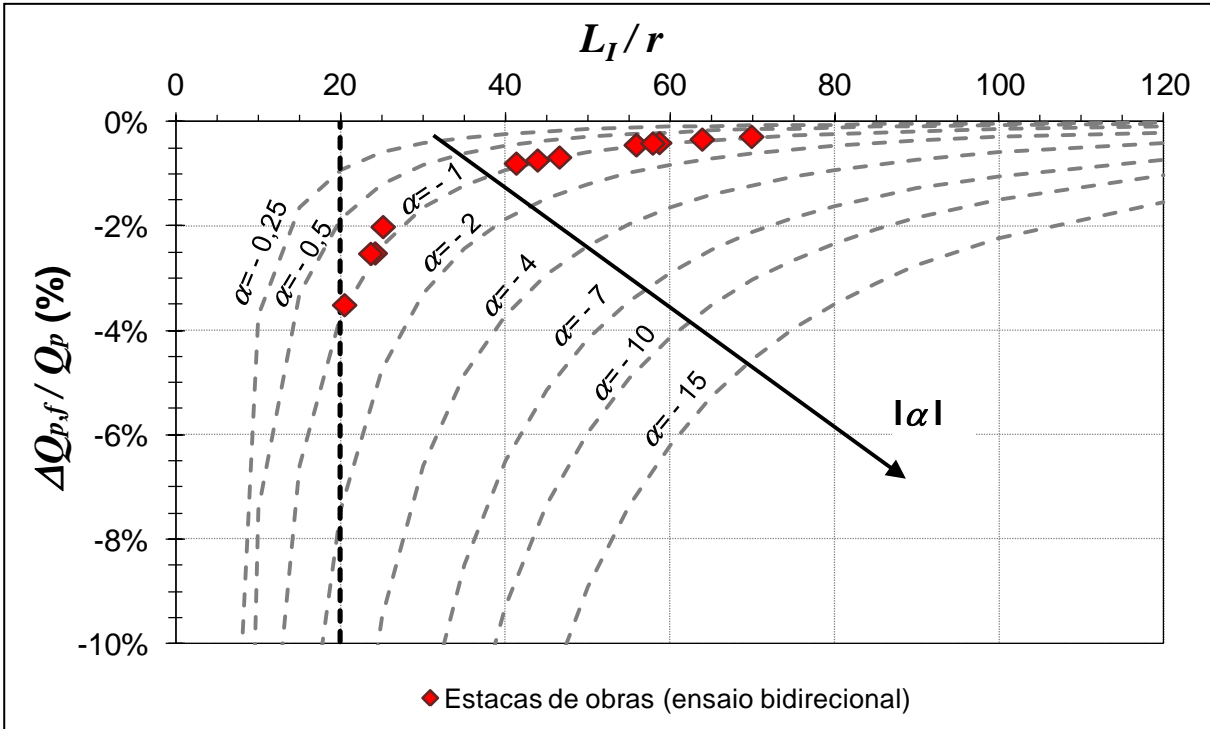


Figura 3.5 – Resultados de alívios de carga ( $\Delta Q_{p,f} / Q_p$ ) para estacas submetidas ao ensaio bidirecional, considerando a solução elástica de Martins (1945), adotada por Vargas (1977, 1978). Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme a Tabela 3.4.

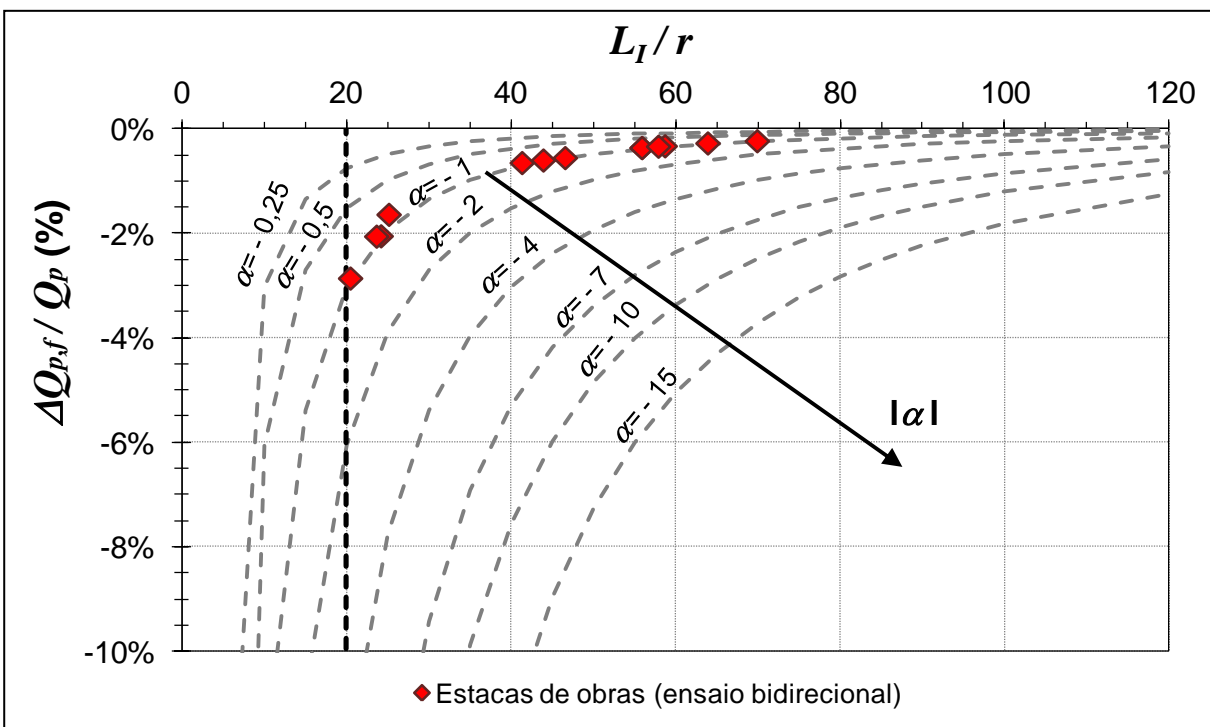


Figura 3.6 – Resultados de alívios de carga ( $\Delta Q_{p,f} / Q_p$ ) para estacas submetidas ao ensaio bidirecional, considerando a solução elástica de Geddes (1966) com  $\nu = 0,3$  e  $f$  uniforme. Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme a Tabela 3.4.

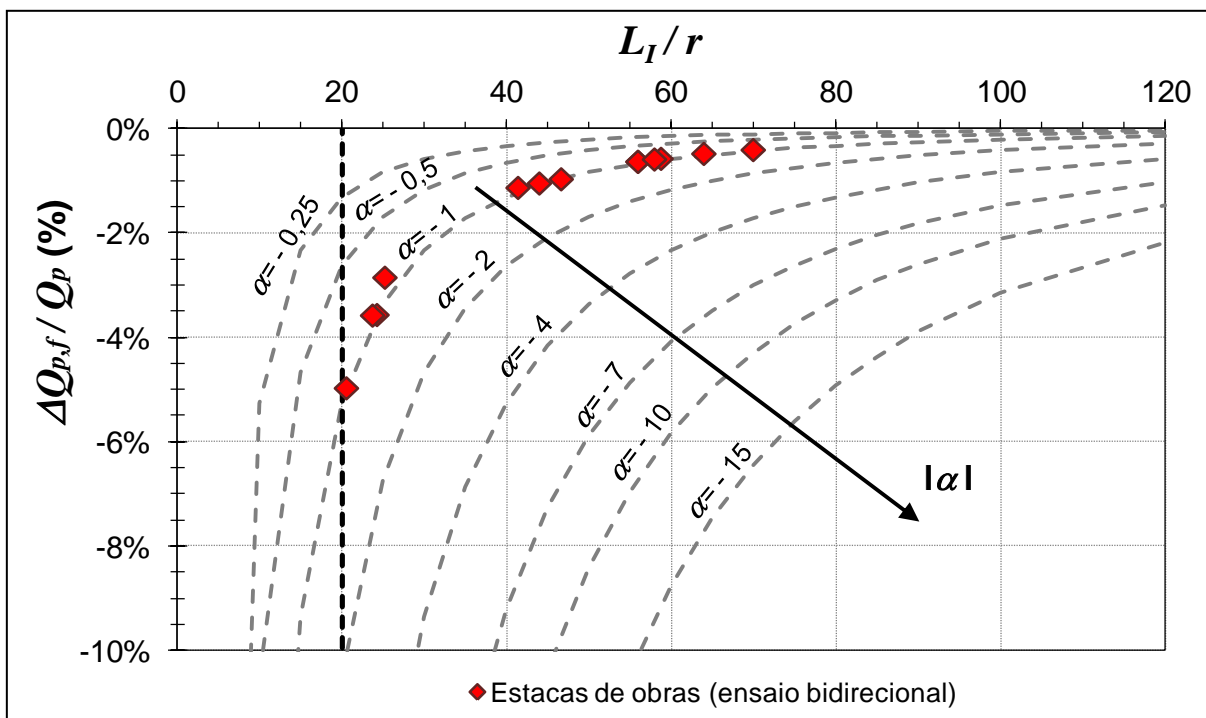


Figura 3.7 – Resultados de alívio de carga ( $\Delta Q_{p,f} / Q_p$ ) para estacas submetidas ao ensaio bidirecional, considerando a solução elástica de Geddes (1966) com  $\nu = 0,3$  e  $f$  linearmente crescente. Em losango vermelho, estão indicadas estacas de obras no Brasil, conforme a Tabela 3.4.

Como era esperado, as estacas submetidas ao ensaio bidirecional sempre têm a relação  $\alpha \cong 1$ . Esta aproximação se dá porque a expancell aplica a mesma carga  $P_{cell}$  aos trechos *I* (fuste) e *II* (ponta), entretanto, as cargas líquidas aplicadas são algo diferentes (ver nota 5 da Tabela 3.4).

Observa-se, também, que todas as estacas estudadas atenderam a Eq. 46 de Randolph e Wroth (1978), tomando-se o comprimento apenas do trecho do fuste acima da expancell ( $L_I$ ). Para  $L_I / r = 20$ , conforme as Figuras 3.5 a 3.7, a porcentagem de  $\Delta Q_{p,f} / Q_p$  resulta de  $\sim 3,0\%$  (Figura 3.6) a  $\sim 5,2\%$  (Figura 3.7). Aproximadamente 70% das estacas estudadas tinham  $L_I / r \geq 30$ , sendo que, nesses casos, as porcentagens de alívio de carga na ponta resultam em, no máximo,  $\sim 2\%$ .

Portanto, para estacas que atendam à relação de esbeltez de Randolph e Wroth (1978) considerando o comprimento do fuste acima da expancell e, adotando-se a hipótese de meio linear-elástico, entende-se que o efeito de alívio de tensões na região da ponta, devido ao levantamento do fuste durante o ensaio bidirecional, é pequeno e pode ser desprezado.





## CAPÍTULO 4 – PROPOSIÇÃO DE DOIS NOVOS MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS BIDIRECIONAIS

Nos estudos de casos a serem apresentados no CAPÍTULO 5, foram utilizados dois métodos da bibliografia para obter a curva carga-recalque equivalente para carregamento no topo (simulando uma prova de carga convencional), descritos no Item 2.3.7 – “Métodos de Interpretação – Curva Equivalente”:

- O "Método Tradicional", que admite a estaca como infinitamente rígida; e
- O Método de Massad (2015), que considera sua compressibilidade.

Além destes, também foi feita a obtenção da curva equivalente através das seguintes metodologias, que estão descritas na sequência:

- A aplicação direta das soluções de Fleming (1992), incorporadas por England (2005, 2009) em seu método; e
- O uso do Modelo de Coyle e Reese (1966), de uma forma inovadora.

A influência do efeito do tempo no comportamento das estacas não é considerada nos métodos utilizados. Os resultados de provas de carga são tomados como valores referentes ao instante da execução. Para estimar o comportamento em longo prazo, deve ser feita avaliação caso a caso, em função das características geológico-geotécnicas locais.

### 4.1 APLICAÇÃO DAS FORMULAÇÕES DE FLEMING

England (2005, 2009) utilizou as formulações de Fleming (1992) em seu método para interpretação de ensaios bidirecionais. Na presente pesquisa, preferiu-se fazer a aplicação direta das formulações do Modelo de Fleming (1992), descrito no item 2.1.3.7.

Para aplicá-lo na interpretação de ensaios bidirecionais, inicialmente, procura-se ajustar funções hiperbólicas às duas curvas, relativas aos trechos *I* (fuste) e *II* (ponta real ou “fictícia”) da estaca, conforme as Eqs. 50a e 50b. Com a curva relativa ao fuste, determinam-se  $A_{l,ult}$  e o fator  $M_s$  (Eqs. 50a, 51 e 52) e, com a curva da "ponta",  $Q_{p,ult}$  e  $E_b$  (Eqs. 50b e 53). Com esses parâmetros, pode-se

estimar a curva equivalente carga-recalque do topo, através da Eq. 54c, correspondente à condição estaca infinitamente rígida. Para a condição real, estaca compressível, basta adicionar o encurtamento elástico, dado pela Eq. 33.

No caso da curva do trecho *II* se assemelhar mais à 2ª Lei de Cambeftort, deve-se substituir a Eq. 54c pela Eq. 56.

## 4.2 MÉTODO BASEADO NO MODELO DE COYLE-REESE

Este método foi apresentado em Dada e Massad (2018c).

As mesmas funções hiperbólicas ou de Cambeftort (1964), ajustadas ao trecho *II* (descendente) dos ensaios bidirecionais, podem ser utilizadas como funções de transferência de carga da ponta real ou da "ponta fictícia". Para o trecho *I* (ascendente), toma-se a hipérbole transladada para a profundidade considerada como a meia altura do fuste, levando em conta o encurtamento elástico correspondente através do coeficiente  $c'$  (Eq. 66), incorporando assim a heterogeneidade do subsolo nas análises.

O método proposto consiste, resumidamente, na obtenção das curvas de transferência de carga do atrito lateral unitário,  $f = f(y_f)$ , e da reação de ponta,  $r_p = f(y_p)$ , através do ensaio bidirecional e utilização das mesmas no Modelo de Coyle e Reese (1966) para previsão da curva carga-recalque no topo  $P_o - y_o$ . Os valores de  $y_f$  e  $y_p$  correspondem, respectivamente, ao deslocamento a meia altura do fuste e ao deslocamento da ponta, sendo considerada a "ponta fictícia" (Massad, 2015).

O encurtamento elástico da estaca está incorporado automaticamente no Modelo de Coyle e Reese (1966). Destaca-se que sua aplicação permite a introdução de parâmetros variáveis da estaca, tais como seção transversal e módulo de elasticidade da estaca, enquanto nos outros métodos analíticos devem-se utilizar, nessas condições, parâmetros equivalentes.

O método considera as seguintes hipóteses simplificadoras:

- O encurtamento elástico da estaca durante o ensaio bidirecional, do trecho entre o topo da estaca e o ponto médio do fuste, foi considerado igual à metade do encurtamento elástico total do fuste dado pela Eq. 66;

- Para aplicação do modelo de Coyle e Reese (1966), as camadas de subsolo ao longo do fuste são substituídas por uma única camada equivalente de solo homogêneo.

O método proposto consiste, na prática, da adequação dos parâmetros obtidos através do ensaio bidirecional. Após esta adequação, é aplicado o próprio modelo de Coyle e Reese (1966), tal qual como idealizado para estacas carregadas no topo, descrito no Item 2.1.3.5.

A nova metodologia pode ser aplicada seguindo-se os passos **A** a **F** a seguir:

**A)** Dadas as curvas resultantes do ensaio bidirecional (Figura 4.1), são obtidas as respectivas aproximações matemáticas mais adequadas a cada curva, sugerindo o modelo hiperbólico (FLEMING, 1992) ou de Cambefort (1964), neste caso para a ponta de estacas escavadas.

Assim, obtêm-se:  $A_l = f(y_o)$  e  $Q_p = f(y_p)$ , onde  $A_l$  é a carga de atrito lateral mobilizada em cada estágio do ensaio, referente ao trecho até o nível da expancell,  $y_o$  é o deslocamento ascendente medido no topo da estaca,  $Q_p$  é a resistência de ponta, equivalente à "ponta fictícia", e  $y_p$  é o deslocamento da "ponta fictícia", medido na base da expancell.

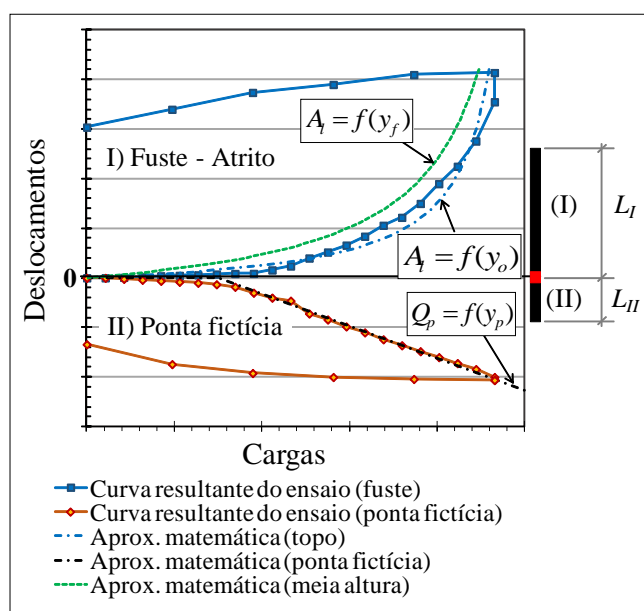


Figura 4.1 – Resultados típicos do ensaio bidirecional e modelos de aproximações matemáticas que podem ser adotadas para as curvas.  $L_I$  é o comprimento do fuste da estaca, até o nível da expancell, e  $L_{II}$  é o da "ponta fictícia".

**B)** A curva obtida para o fuste, medida no topo da estaca, deve ser transladada para um ponto a meia altura do fuste, utilizando-se a Eq. 74:

$$y_f = y_o + \Delta e / 2 \quad (74)$$

onde  $y_f$  é o deslocamento a meia altura do fuste,  $y_o$  é o deslocamento no topo e  $\Delta e$  é calculado pela Eq. 66. Caso a leitura do deslocamento durante o ensaio seja feita no topo da expancell, deve-se descontar  $\Delta e / 2$  do valor lido.

Assim, obtêm-se a aproximação matemática de  $A_l = f(y_f)$ , indicada na Figura 4.1.

**C.** Através da interpretação das curvas, podem ser definidos o atrito lateral e a resistência de ponta últimas,  $A_{l,ult}$  e  $Q_{p,ult}$ . No caso de modelos hiperbólicos, pode ser usado o Método de Chin (1970, 1971), desde que: a) limitados pelos valores máximos de atrito e ponta de métodos semiempíricos para estimativa de capacidade de carga adequados às condições locais, recomendando-se, em geral, o Método de Décourt e Quaresma (1978), modificado por Décourt (1982, 2016); ou b) não tenha ocorrido a ruptura.

**D.** Obtêm-se as funções de transferência de carga para o atrito lateral unitário e reação de ponta, além das resistências últimas, dividindo-se  $A_l = f(y_f)$ ,  $Q_p = f(y_p)$ ,  $A_{l,ult}$  e  $Q_{p,ult}$  pelas áreas lateral e de ponta:  $f_{med} = f(y_f)$ ;  $r_p = f(y_p)$ ;  $f_{ult}$  e  $r_{p,ult}$ .

**E.** Conforme a Figura 4.2, divide-se o fuste da estaca (trecho acima da expancell, de comprimento  $L_l$ ) em  $n$  elementos. Admitir, para os elementos da estaca, as funções de transferência de carga do fuste e da ponta obtidas nos passos anteriores:  $f_{med} = f(y_f)$  e  $Q_p = f(y_p)$ .

Como está sendo admitida uma camada equivalente de solo homogêneo ao longo do fuste, no limite das cargas, o coeficiente  $c$  (Eq. 33), resulta igual a 0,5. Portanto, neste método, a heterogeneidade do perfil de subsolo é considerada através da translação da curva resultante do ensaio bidirecional para a meia altura da estaca, com uso do coeficiente  $c'$  (Eq. 66).

**F.** Aplica-se, então, o Modelo de Coyle e Reese (1966), seguindo-se os passos I a X apresentados no Item 2.1.3.5.

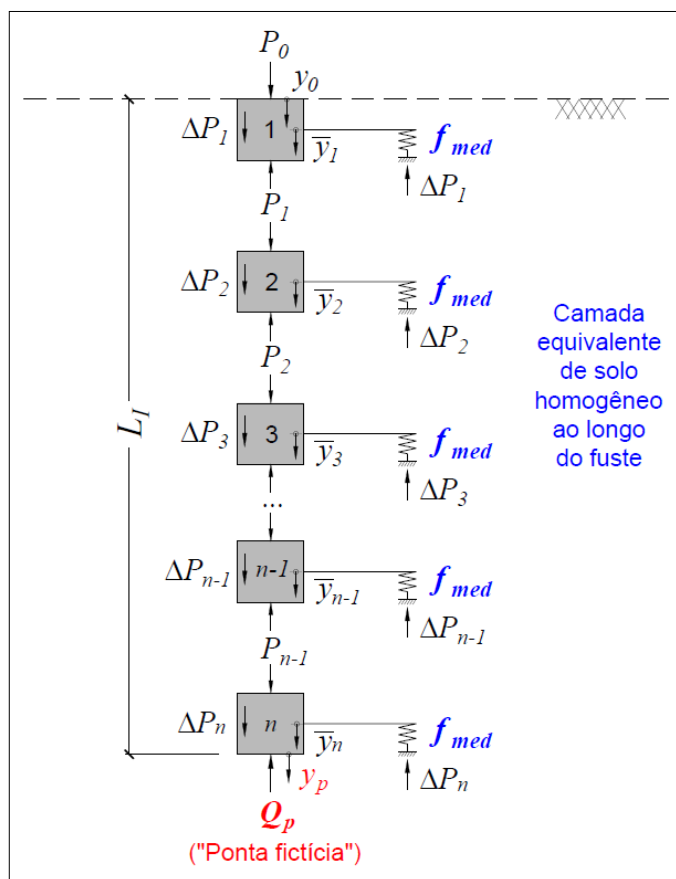


Figura 4.2. Estaca carregada axialmente, adotando-se parâmetros do solo obtidos a partir do ensaio bidirecional. Simulação de aplicação de carga no topo para construção da curva  $P_o$ - $y_o$ .

#### 4.2.1 Refinamento do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese

Foi desenvolvido um refinamento para o método apresentado em Dada e Massad (2018c). Propõe-se uma correção no deslocamento lido no fuste durante o ensaio bidirecional, para considerar o efeito da influência da carga de ponta e a inversão do diagrama de transferência de carga desenvolvida na estaca.

➤ Influência da carga de ponta na função de transferência de carga do fuste:

A Figura 4.3 apresenta, para uma prova de carga convencional (carregamento no topo), as cargas e deslocamentos resultantes na estaca.

Pode-se obter  $\bar{y}_i$  (deslocamento de um elemento  $i$  do fuste) a partir do deslocamento da ponta,  $y_p$  (Figura 4.3-a). Basta-se somar o encurtamento elástico da estaca ( $\Delta e$ ) ocorrido no trecho entre esses dois níveis, que é função do diagrama de transferência de cargas do atrito lateral e da ponta (Figura 4.3-b). O

encurtamento elástico pode ser escrito por  $\Delta e = \Delta e_{Al} + \Delta e_{Qp} = c \cdot A_l / K_r + Q_p / K_r$  (Eq. 33). Fica, pois, evidente a influência de  $Q_p$  em  $\bar{y}_i$ .

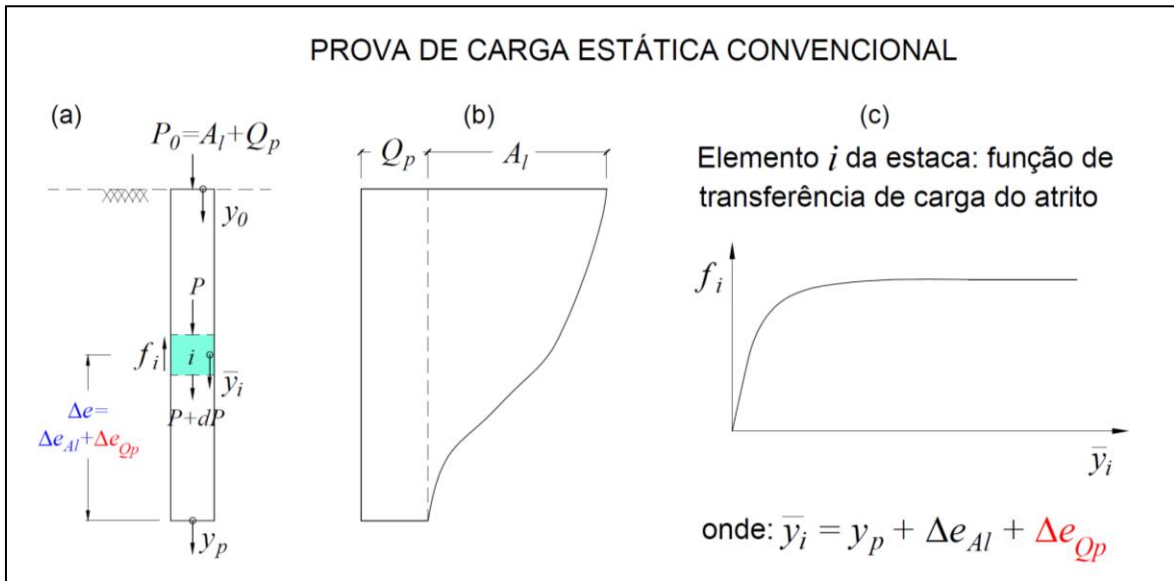


Figura 4.3 – Carregamento no topo da estaca: a) cargas e deslocamentos, destaque ao elemento  $i$ ; b) diagrama de transferência de carga ao longo do fuste; c) função de transferência de carga do atrito, no nível do elemento  $i$ , observando-se a influência da carga de ponta no deslocamento.

Por sua vez, a Figura 4.4 apresenta as cargas e deslocamentos resultantes no fuste para o ensaio bidirecional, considerando a mesma estaca e subsolo.

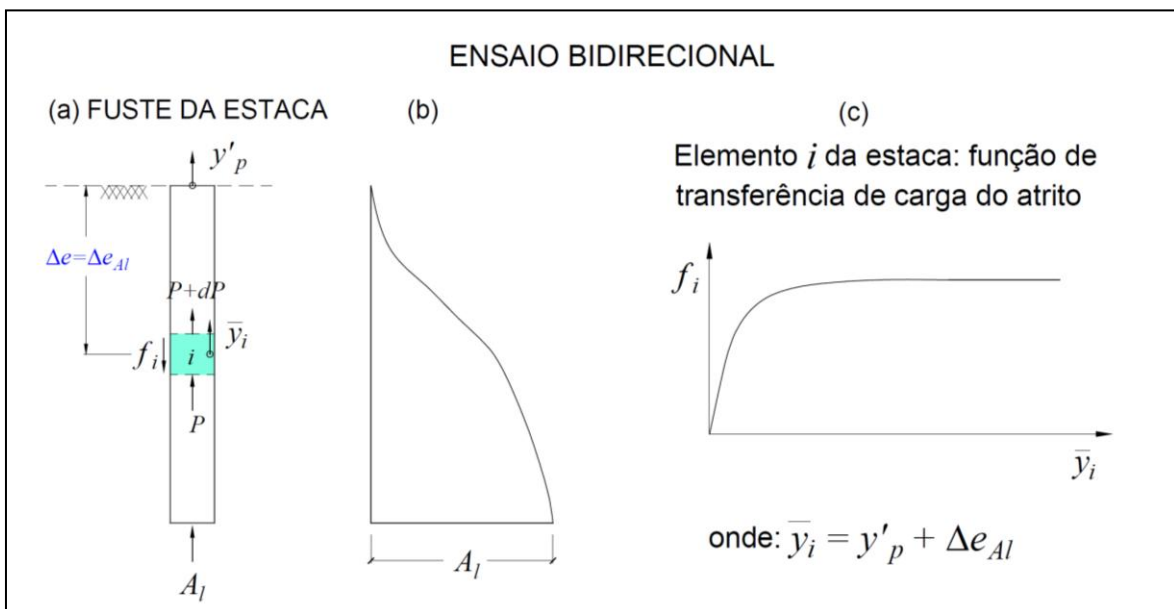


Figura 4.4 – Ensaio bidirecional: a) cargas e deslocamentos no fuste, destaque ao elemento  $i$ ; b) diagrama de transferência de carga ao longo do fuste; c) função de transferência de carga do atrito, no nível do elemento  $i$ .

Toma-se um deslocamento no topo  $y'_p$  (Figura 4.4-a) igual ao da "ponta fictícia". O deslocamento  $\bar{y}_i$  é obtido pela soma de  $y'_p$  e o  $\Delta e$  ocorrido até a profundidade do elemento  $i$ .  $\Delta e$  depende da distribuição de atrito lateral ao longo do fuste (Figura 4.4-b). Observa-se que, no deslocamento do fuste  $\bar{y}_i$ , é preciso incluir a influência de  $\Delta e_{Qp}$ , para que a função de transferência de carga do atrito obtida no ensaio bidirecional (Figura 4.4-c) seja corrigida, simulando uma prova de carga convencional (Figura 4.3-c).

➤ Considerações sobre a "meia altura da estaca" x o "centro de compressão":

A curva do fuste, obtida através do ensaio bidirecional, é transladada para o nível em que ocorreu metade do encurtamento elástico total do fuste (ver passo **B** do Item 4.2). O encurtamento é diretamente proporcional à integral da carga transferida ao longo do fuste. Portanto, esse nível divide o diagrama de transferência de cargas em duas partes, de iguais áreas (mesmo valor da integral), sendo denominado de "centro de compressão", conforme ilustra a Figura 4.5.

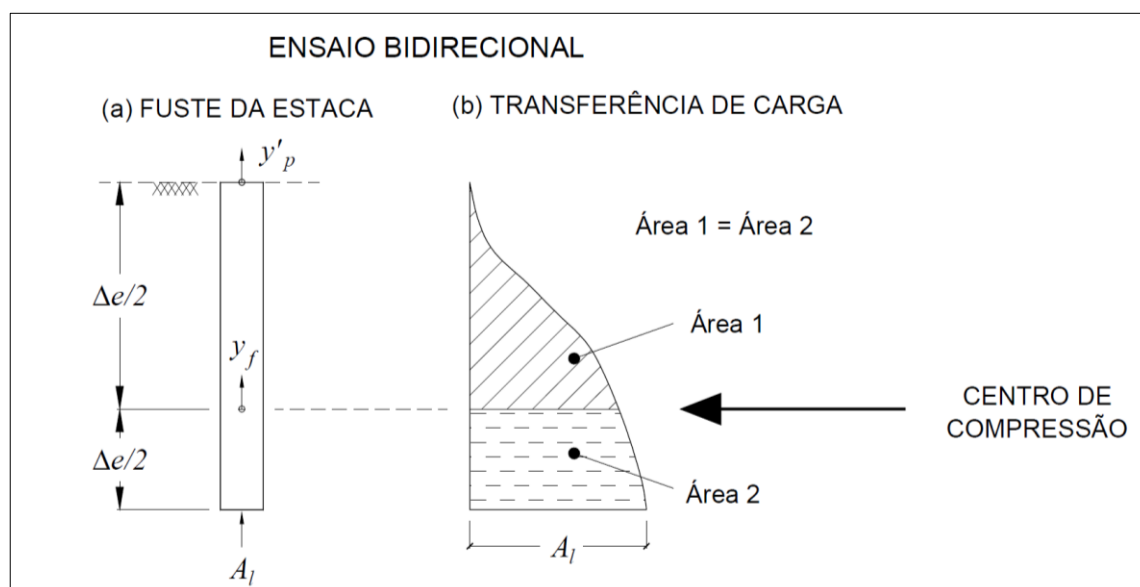


Figura 4.5 – Indicação esquemática do "centro de compressão", para uma estaca submetida ao ensaio bidirecional.

No método proposto, simplificadamente, diz-se que a curva do fuste foi transladada a meia altura. Porém, na Figura 4.5, observa-se que, nem sempre a meia altura do fuste coincide com o centro de compressão.

➤ Correção do encurtamento elástico considerando a inversão do diagrama de transferência de carga:

O deslocamento do fuste no centro de compressão, referente ao ensaio bidirecional, foi chamado de  $y_f$ . Sendo o deslocamento no topo da estaca igual a  $y'_p$ ,  $y_f$  é obtido através do coeficiente  $c'$  (Eq. 66) de Massad (2015), conforme a Figura 4.6.

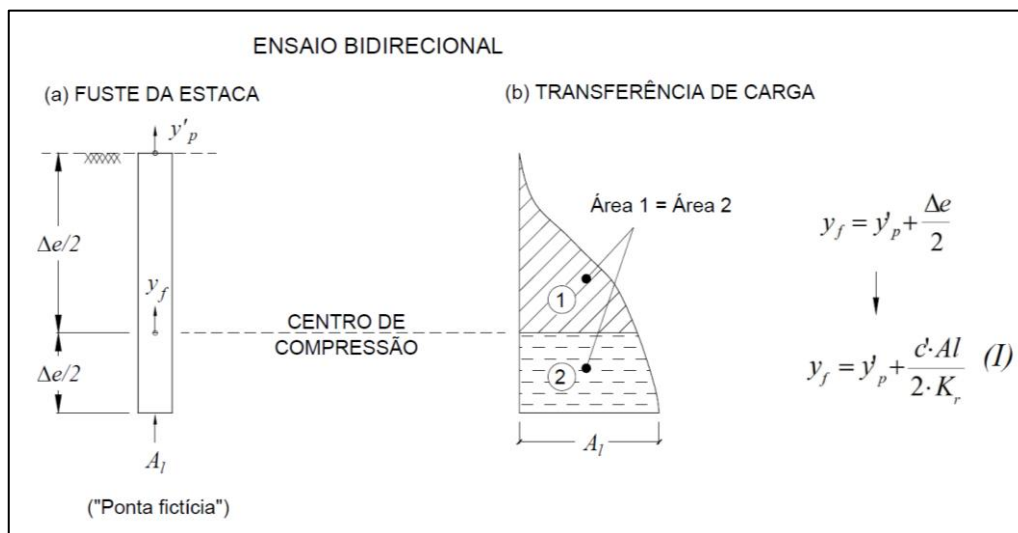


Figura 4.6 – Estaca submetida ao ensaio bidirecional. Deslocamento no centro de compressão:  $y_f$ .

Entretanto, observa-se na Figura 4.7 que, para carregamento *top-down* considerando a mesma estaca e subsolo, o centro de compressão se altera em relação ao observado no ensaio bidirecional, em geral sendo em menor profundidade. Essa diferença se dá porque o diagrama de distribuição do atrito lateral se inverte e também há contribuição da carga de ponta. Ou, em outras palavras, porque a distribuição dos encurtamentos elásticos da estaca é diferente, e então o nível referente a seu valor médio situa-se em outra profundidade.

Para obter o deslocamento no centro de compressão para carregamento *top-down*, deve-se utilizar  $y_{f,corr}$ , em vez de  $y_f$ , conforme a Eq. II da Figura 4.7, transcrita na Eq. 75:

$$y_{f,corr} = y'_p + \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{c \cdot Al}{K_r} + \frac{Q'_p}{K_r} \right) \quad (75)$$



onde:

- $y_{f,corr}$  = Deslocamento no centro de compressão da estaca (fuste), para carregamento no topo da estaca;
- $y'_p$  = Deslocamento da ponta da estaca, considerando a "ponta fictícia", lido no ensaio bidirecional. É tomado como igual deslocamento ascendente do topo da estaca do ensaio bidirecional;
- $c$  = Coeficiente de Leonards e Lovell (1979), conforme a Eq. 35;
- $A_l$  = Atrito lateral total, correspondente apenas ao trecho  $I$  da estaca (acima da expancell), associado a  $y'_p$ ;
- $Q'_p$  = Carga de ponta total no ensaio bidirecional ("ponta fictícia"), associada a  $y'_p$ ;
- $K_r$  = Referente ao trecho do fuste – trecho  $I$  da estaca (acima da expancell);

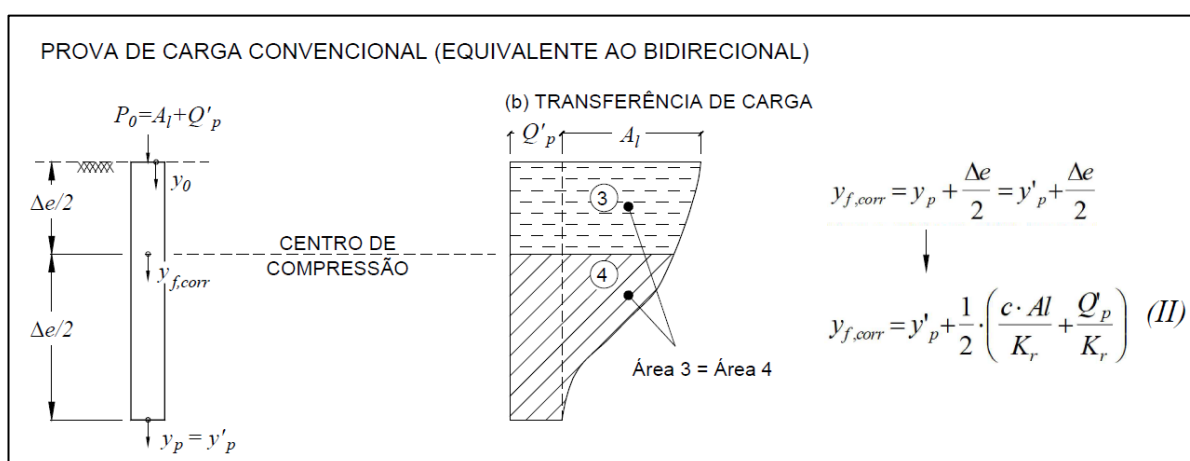


Figura 4.7 – Simulação de carga aplicada no topo (prova de carga convencional), a partir do ensaio bidirecional. Deslocamento no centro de compressão:  $y_{f,corr}$ .

Portanto, no Método de Dada e Massad (2018c), no passo **B** do Item 4.2 (item anterior), a Eq. 74 deve ser substituída pela Eq. 75 e  $y_f$  deve ser substituído por  $y_{f,corr}$ .

Nota-se que, na Eq. 74 do método original, o encurtamento elástico é calculado com  $c'$  (ensaio bidirecional). Já na Eq. 75 do método refinado, propõe-se o cálculo com o coeficiente  $c$  (simulando carga no topo), de forma a corrigir o nível e o sentido de aplicação da carga.



## CAPÍTULO 5 – ESTUDOS DE CASOS

Foram analisados resultados de ensaios bidirecionais executados em três estacas escavadas de grande diâmetro (estacões), uma estaca raiz, duas estacas tipo ômega e seis estacas tipo hélice contínua, em cinco obras no Brasil, conforme a Tabela 5.1.

O caso das estacas ômega foi extraído de Fellenius (2014a) e Massad (2015), e o caso do estação da região Sudeste do Brasil, de De Mello et al. (2015). Os estudos apresentados foram publicados em Dada e Massad (2018a; 2018b; 2018c; 2019) e Dada et al. (2019).

Tabela 5.1 – Estudos de caso – Informações gerais das estacas.

Obra	Local	Fonte	Estaca	Tipo de Ensaio <sup>1</sup>	Publicado em
A	METRÔ de São Paulo (Oratório)	-	Estação (E-106)	BID	Dada e Massad (2018a; 2018c)
			Estação (E-244)	BID	
B	Cidade do Rio de Janeiro	-	Raiz (E-B3)	BID e ECD	Dada e Massad (2018a; 2018c; 2019)
C	Cidade de São Paulo	Fellenius (2014a); Massad (2015)	Ômega <sup>2</sup> (PC-02)	BID	Dada e Massad (2018b; 2018c)
			Ômega <sup>2</sup> (PC-07)	BID	
D	Interior do Estado de SP	De Mello et al. (2015)	Estação (Pile 1)	PCE e BID	Dada e Massad (2018c; 2019)
E	Cidade de São Paulo	-	Hélice <sup>3</sup> (PCE03)	BID	Dada et al. (2019)
			Hélice <sup>3</sup> (PCE04)	BID	
			Hélice <sup>3</sup> (PCE05)	BID	
			Hélice <sup>3</sup> (PCE06)	BID	
			Hélice <sup>3</sup> (PCE07)	BID	
			Hélice <sup>3</sup> (PCE08)	BID	

<sup>1</sup> BID = Ensaio bidirecional;

ECD = Ensaio de carregamento dinâmico;

PCE = Prova de carga estática convencional.

<sup>2</sup> Ou estacas hélice de deslocamento monitoradas (NBR 6122, ABNT, 2010; ABEF, 2016).

<sup>3</sup> Estacas hélice contínua monitoradas (NBR 6122, ABNT, 2010; ABEF, 2016).

Nas obras A e C, duas estacas de cada obra foram submetidas ao ensaio bidirecional. Na obra B, uma estaca raiz foi submetida ao ensaio bidirecional e, posteriormente, ao ensaio de carregamento dinâmico. Na obra D, foi executada,

primeiramente, uma prova de carga estática convencional e, em seguida, um ensaio bidirecional no mesmo estacão. Na obra E, seis estacas hélice foram submetidas ao ensaio bidirecional, sendo feitas medidas diretas de encurtamento elástico.

Tabela 5.2 – Estudos de caso – Dados e parâmetros resultantes para o trecho I (fuste) das estacas.

Obra	Estaca	$D$ (m)	$L_I^1$ (m)	$L_{II}^1$ (m)	$K_r$ (kN/mm)	$c$	$c'$
A	E-106	0,80	10,1	7,5	1342	0,73 <sup>3</sup>	0,27
	E-244	0,70	14,5	5,5	742	0,49 <sup>3</sup>	0,51
B	E-B3	0,50/ 0,40 <sup>2</sup>	10,5	5,0	857/ 2011 <sup>2</sup>	0,58 <sup>3</sup>	0,42
C	PC-02	0,70	8,5	3,0	906	0,56 <sup>3</sup>	0,44
	PC-07	0,70	7,2	4,3	1069	0,51 <sup>3</sup>	0,49
D	Pile 1	0,80	9,5	4,0	1323	0,64 <sup>3</sup>	0,36
E	PC-03	0,50	14,0	7,0	393	0,74	0,26 <sup>4</sup>
	PC-04	0,50	14,0	7,0	393	0,70	0,30 <sup>4</sup>
	PC-05	0,50	14,7	7,3	374	0,74	0,26 <sup>4</sup>
	PC-06	0,50	14,5	8,5	379	0,53	0,47 <sup>4</sup>
	PC-07	0,50	16,0	7,0	344	0,72	0,28 <sup>4</sup>
	PC-08	0,40	14,0	5,0	251	0,72	0,28 <sup>4</sup>

<sup>1</sup>  $L_I$ : Comprimento do fuste da estaca, até o nível da expancell;  $L_{II}$ : Comprimento da estaca abaixo da expancell ("ponta fictícia");

<sup>2</sup> Estaca E-B3:  $D = 0,50$  m até profundidade de 8,1 m;  $D = 0,40$  m entre 8,1 e 10,5m;  $D = 0,40$ m entre 10,5 e 15,5m (ponta fictícia). Diâmetro equivalente do fuste:  $D_e \cong 0,477$  m. Rigidez da estaca equivalente:  $K_{re} \cong 601$  kN/mm.

<sup>3</sup> Os coeficientes  $c$  foram determinados através da distribuição de atrito lateral último, conforme Massad (2015).

<sup>4</sup> Os coeficientes  $c'$  foram determinados a partir do encurtamento elástico lido durante o ensaio bidirecional, adotando-se o valor médio estimado para cargas a partir da carga de trabalho.

A Tabela 5.2 apresenta os dados das estacas analisadas.  $L_I$  é o comprimento da estaca até o nível da expancell e  $L_{II}$ , é o comprimento abaixo (Figura 2.23). Os parâmetros  $K_r$  (Eq. 34),  $c$  (Eq. 33) e  $c'$  (Eq. 66) foram calculados para o trecho I do fuste, sendo que  $c$  e  $c'$  foram obtidos a partir das leituras de encurtamento elástico durante o ensaio bidirecional, para a Obra E, e a partir de estimativas de atrito lateral unitário último, conforme Massad (2015), para as demais obras. Os coeficientes  $c$  das estacas ômega (obra C) foram revistos, usando o

Método de Décourt-Quaresma (1978), com base em dados de sondagens à percussão executadas próximas à PC-02 e à PC-07.

A estaca E-B3 (obra B) tinha seção transversal variável. A mesma foi executada com diâmetro de 0,50 m até 8,1 m de profundidade, a partir da qual foi embutida em saprolito, sendo seu diâmetro reduzido para 0,40 m. A expancell foi instalada a 10,5 m de profundidade. Para o trecho *I* do fuste, foram calculados os valores equivalentes de diâmetro e rigidez da estaca,  $D_e$  e  $K_{re}$ , indicados na nota 2 da Tabela 5.2.

Os boletins das sondagens executadas próximas a cada estaca estão apresentados no “ANEXO A – Boletins individuais de sondagem”. As tabelas de carga e deslocamento lidos durante os ensaios bidirecionais encontram-se no “APÊNDICE C – Estudos de casos: tabelas”. Para todas as estacas, exceto as ômegas da Obra C, as cargas aplicadas pelas expancells foram corrigidas conforme explicado no Item 2.3.1 (Figura 2.24): para o trecho *I*, foi descontado o peso submerso do fuste e, para o trecho *II*, foi somada a pressão de água no nível da célula.

Para cada estaca estudada, foram aplicados os métodos indicados no “CAPÍTULO 4 – PROPOSIÇÃO DE DOIS NOVOS MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS BIDIRECIONAIS”, para a obtenção da curva carga-recalque equivalente. As tabelas com os resultados de carga e deslocamento obtidos através de cada método estão disponíveis no “APÊNDICE C – Estudos de casos: tabelas”.

Nos Itens 5.1 a 5.5, nas Figuras das curvas carga-recalque equivalentes obtidas, foram indicados os marcos de extrapolação das cargas e deslocamentos lidos nos ensaios, definidos no Item 2.3.5. A indicação “ $\sim 2.P_{cell}$ ” corresponde a, aproximadamente, duas vezes a carga máxima aplicada pela expancell, a cada um dos trechos da estaca, sendo equivalente à carga máxima do ensaio; e as extrapolações das curvas do fuste e da ponta se referem ao deslocamento máximo lido no ensaio, corrigido para simulação de carga aplicada no topo, considerando a compressibilidade da estaca.

Os estudos de casos de cada obra/ estaca apresentam-se na sequência.

## 5.1 OBRA A – ESTACÕES DO METRÔ DE SÃO PAULO

Os estações estudados foram executados para a obra do Pátio do Oratório da Linha 15 (Prata), do Monotrilho da cidade de São Paulo, pertencente à Companhia do Metropolitano de São Paulo – METRÔ. A Figura 5.1 apresenta a locação dos estações (E-106 e E-244) e das sondagens à percussão executadas na região. Para o estação E-106, as sondagens mais próximas são a SP-2041, SP-2045 e SP-2067, distando, respectivamente, 11,4m, 18,6m e 16,8m do estação. Próximo ao estação E-244, encontram-se as sondagens SP-2076 e SP-2084, distando, respectivamente, 14,8m e 5,3m.

A obra está localizada na região da Bacia de São Paulo, da qual Monteiro et al. (2012) apresentam uma detalhada descrição geológica. No nível de instalação das estacas ocorrem sedimentos paleógenos do Grupo Taubaté, especificamente da Formação São Paulo. Superficialmente há presença de aterros.

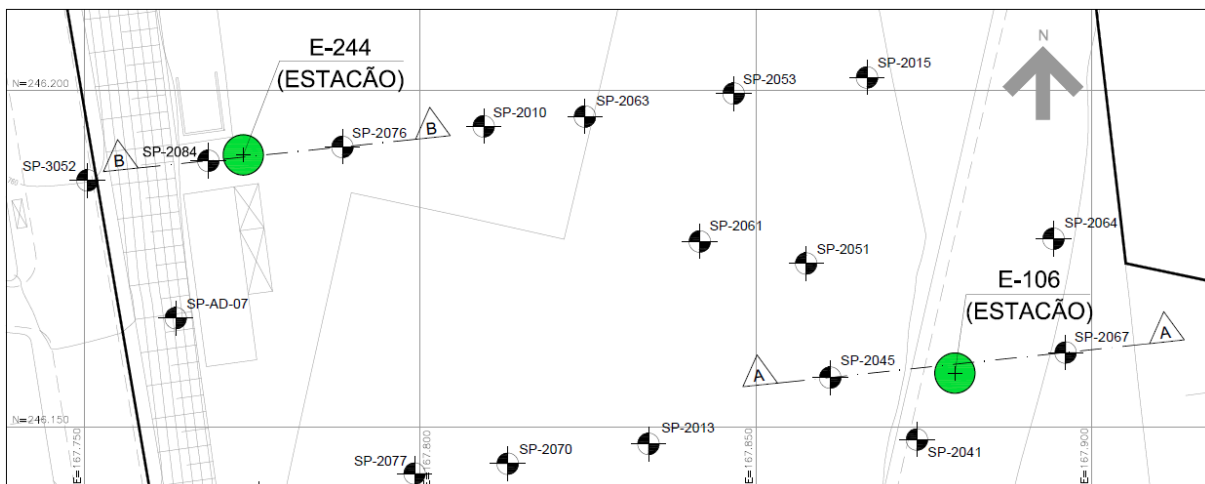


Figura 5.1 – Planta de locação das estações estudadas (E-106 e E-244), com indicação das sondagens próximas – Pátio do Oratório, São Paulo.

### 5.1.1 Estação E-106

O perfil geológico-geotécnico do subsolo no local do estação E-106 foi inferido a partir das sondagens SP-2041, SP-2045 e SP-2067, sendo apresentado na Figura 5.2. Sua localização em planta corresponde ao corte A-A, indicado na Figura 5.1. As sondagens revelam uma camada de aterro de 4 a 7m de espessura, com índices SPT de 2 a 10, sobre argilas siltosas terciárias, ora pouco arenosas, com intercalações pontuais de camadas arenosas, e índices SPT de 3 a maiores

que 50, em geral crescentes com a profundidade. Nas proximidades da expancell ocorre, pontualmente, aumento brusco dos SPT's, possivelmente associados a concreções de limonita, que são frequentes nesta região e formação de solo, segundo Riccomini e Coimbra (1992).

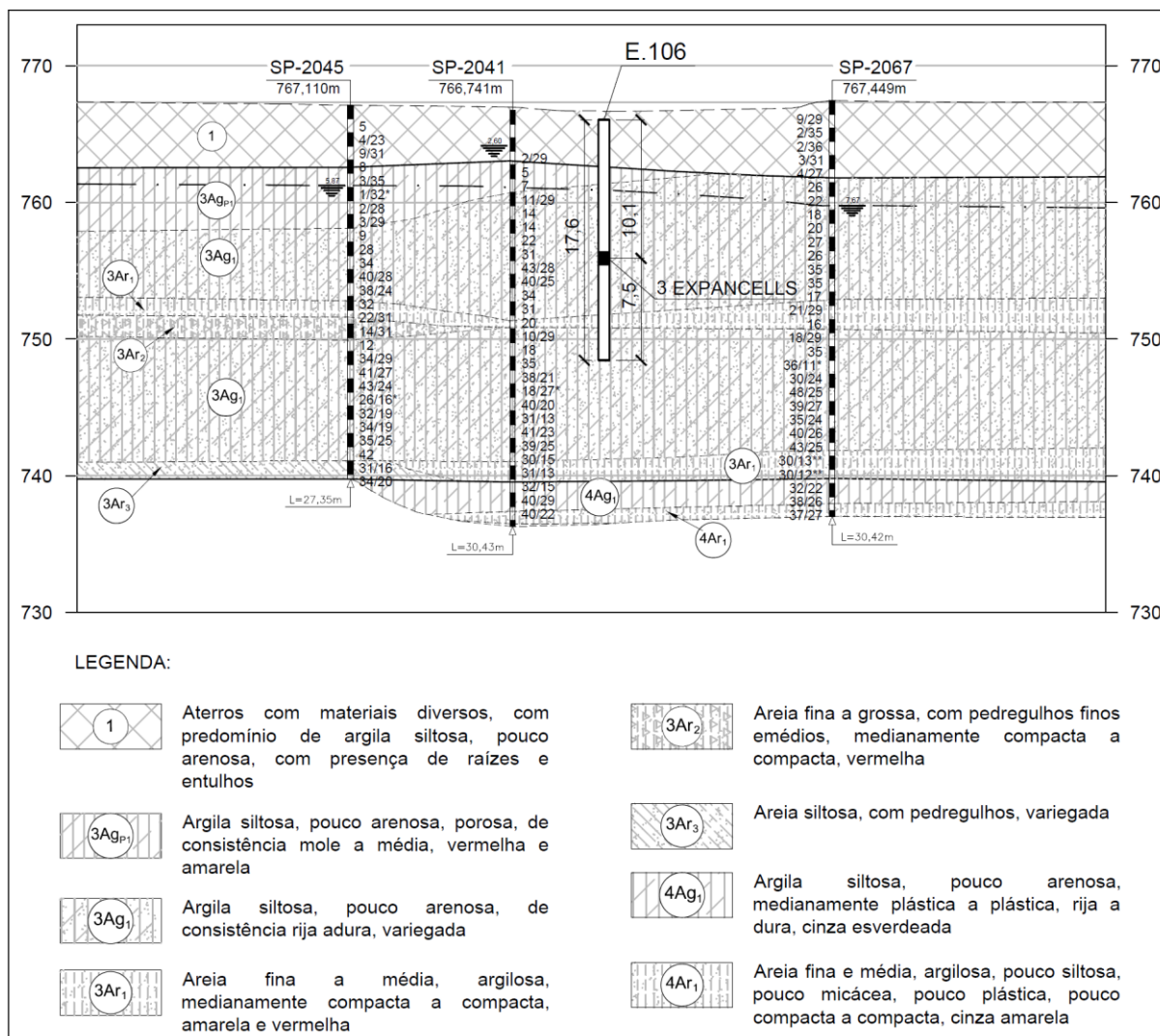


Figura 5.2 – Corte A-A (Figura 5.1): Perfil geológico-geotécnico do estação E-106. Os algarismos 3 e 4 indicam, respectivamente, as Formações S. Paulo e Resende.

A Figura 5.2 também indica a posição das expancells (no total, três) instaladas no estação E-106, em relação aos perfis de sondagens. Cada expancell utilizada possuía área interna de 132 cm<sup>2</sup>, sendo instalados um tubo para o suprimento hidráulico e um *telltale* em cada uma delas. As mesmas foram consolidadas em um disco, preso à armação da estaca.

Os trechos da estaca acima e abaixo do nível das expancells, chamados respectivamente de trecho *I* (fuste) e *II* (ponta fictícia) têm aproximadamente 10,1m e 7,5m de comprimento.

Para o trecho *I*, resultaram os seguintes parâmetros:  $K_r \cong 1342$  kN/mm, sendo o módulo de elasticidade da estaca calculado através da formulação sugerida pela NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando a contribuição da armação;  $c \cong 0,73$ , sendo aproximadamente calculado pelas distribuições de atrito lateral dadas pelos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975), atualizado conforme Cintra e Aoki (2010), e de Décourt e Quaresma (1978), modificado por Décourt (1982, 2016); e  $c' = 1 - c \cong 0,27$ .

A E-106 foi submetida ao ensaio bidirecional. Foram instalados um deflectômetro no topo da estaca, para a obtenção dos deslocamentos do trecho *I* da estaca (fuste), e três *telltales* no prato inferior da expancell, conectados a deflectômetros, para medir os deslocamentos do trecho *II* (ponta fictícia).

No trecho *I* (fuste), o deslocamento máximo foi de 3,55 mm, para carga corrigida de 809 kN, e, no trecho *II* (ponta fictícia), foi de -6,17 mm, para carga corrigida de 936 kN. As curvas carga-deslocamento resultantes do ensaio bidirecional, bem como as curvas hiperbólicas aproximadas, adotadas nas análises, estão apresentadas na Figura 5.3.

Como o deslocamento do trecho *I* (fuste) foi medido no topo da estaca, foi feita a estimativa do deslocamento a meia altura do “fuste” ( $y_f$ ), descontando-se metade do encurtamento elástico, calculado através da Eq. 66, resultando na curva hiperbólica indicada na Figura 5.3-a. Este cálculo, na realidade, translada a curva para o centro de compressão, considerado simplificada e coincidente a meia altura. Observa-se que as curvas obtidas no topo da estaca e no ponto médio do fuste praticamente coincidem. Isto porque a estaca é curta ou rígida, uma vez que resulta com  $k < 2$ .

Por extrapolação das curvas, conforme a metodologia de Chin (1970, 1971), tem-se  $A_{l,ult} \cong 855$  kN e  $Q'_{p,ult} \cong 1177$  kN, resultando numa carga total última de 2032 kN. A carga máxima de ensaio foi de  $809+936 = 1745$  kN, como se depreende da Figura 5.3.



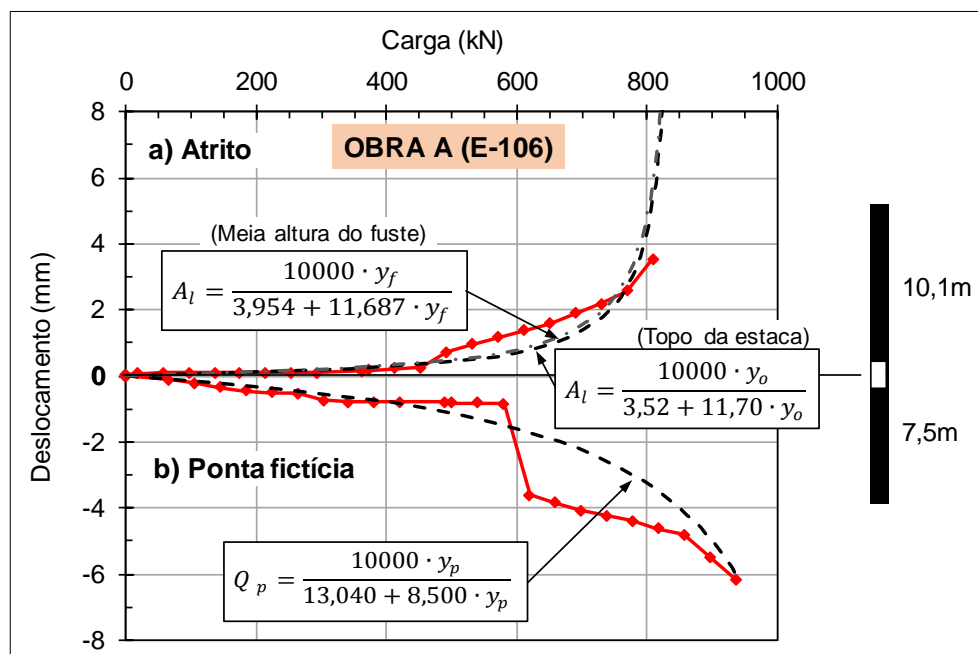


Figura 5.3 – Obra do Pátio do Oratório do Metrô – Resultados do ensaio bidirecional no estacão E-106.

Observa-se ainda, na Figura 5.3, que a curva do trecho *II* apresenta um aumento brusco de deslocamento para o estágio de incremento de carga de 579 a 619 kN, sendo que, para o incremento consecutivo, a curva volta a apresentar comportamento semelhante aos estágios anteriores, com redução do coeficiente angular da tangente aproximada. Há duas hipóteses para a explicação deste comportamento anômalo. A primeira seria a ocorrência de solo desestruturado sob a ponta da estaca, mas provavelmente com pedaços de limonita, que podem ter provocado este tipo de comportamento. A segunda hipótese seria o travamento das hastes dos *telltales*, devido a alguma interferência com o tubo guia ao longo da profundidade.

A Figura 5.4 apresenta gráficos de comparação entre as cargas últimas obtidas por extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional e através dos métodos semiempíricos utilizados no Brasil. Todas estão normalizadas pelas cargas últimas obtidas através do ensaio bidirecional, indicadas acima. Na Figura 5.4a, observa-se que as cargas de atrito lateral (trecho *I*) são semelhantes à média resultante entre os Métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Entretanto, quando se insere a resistência de ponta (trecho *II*), as cargas estimadas por métodos semiempíricos são bem maiores que a resultante do ensaio (Figura 5.4b e

c). Provavelmente há presença de solo solto ou amolgado sob a ponta real da estaca, resultando em baixa resistência durante o ensaio bidirecional.

Na Figura 5.5, observam-se as funções de transferência de carga para o atrito lateral unitário e para a reação de ponta (“ponta fictícia”), conforme o Modelo de Fleming. Pelas funções de transferência de carga, resulta aproximadamente que o atrito lateral unitário último médio,  $f_{ult}$ , é igual a 34 kPa e a resistência de ponta última,  $r'_{p,ult}$  é de 2341 kPa. Este valor corresponde à “ponta fictícia”.

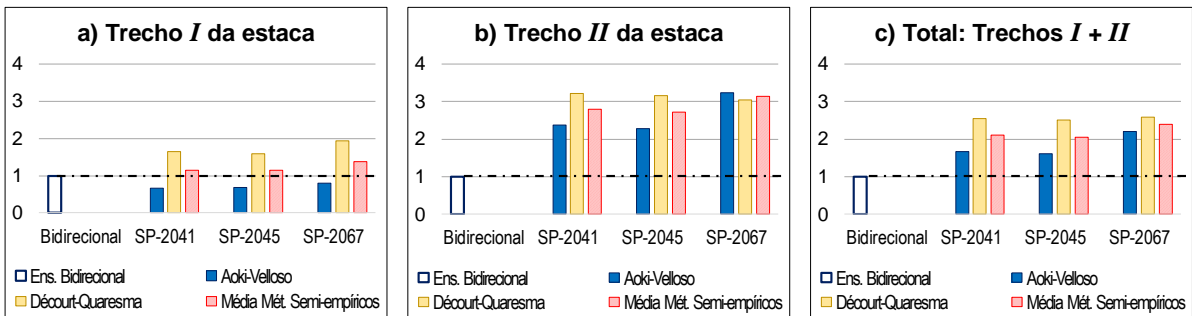


Figura 5.4 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional – Estação E-106.

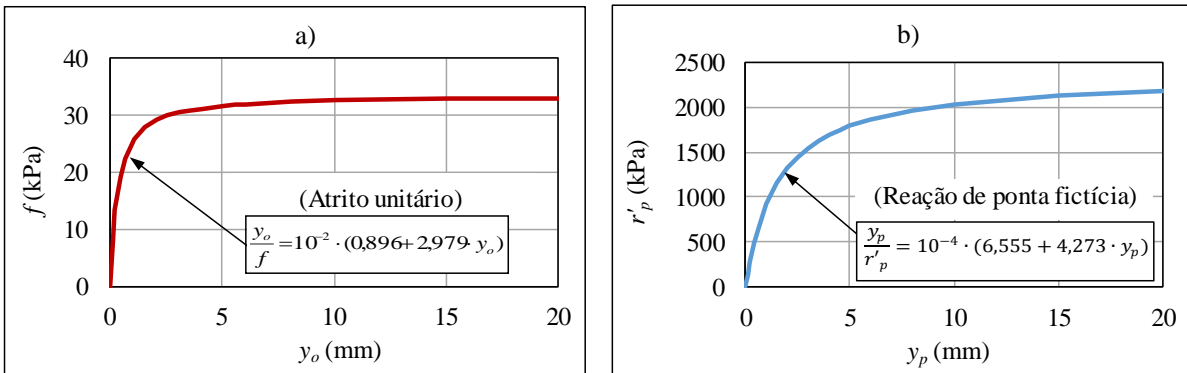


Figura 5.5 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estação E-106.

Por fim, as Figuras 5.6 e 5.7 apresentam as estimativas da curva carga-recalque equivalente para um carregamento a partir do topo da estaca, simulando uma prova de carga estática convencional. Em ambas as figuras, a curva equivalente do Método de Massad (2015) aparece como referência. As outras curvas equivalentes foram determinadas através dos seguintes métodos:

- a) Método de Elísio-Osterberg (Figura 5.6);
- b) Aplicação das formulações de Fleming (Figura 5.6), para as hipóteses de estaca infinitamente rígida e compressível, com as curvas ascendente do

topo da estaca,  $A_l=f(y_o)$ , e descendente do ensaio bidirecional ajustadas a hipérboles, como mostrado na Figura 5.3; e

- c) Método baseado no Modelo de Coyle-Reese, nas versões original e refinada (Figura 5.7), com a curva descendente do ensaio bidirecional ajustada à hipérbole, como mostrado na Figura 5.3b; a curva ascendente foi transladada para a meia altura da estaca, obtendo-se  $A_l=f(y_f)$ , indicada na Figura 5.3a. No método refinado, a função  $A_l=f(y_f)$  foi corrigida, a fim de considerar a inversão do diagrama de transferência de cargas.

Observa-se que as curvas equivalentes obtidas através dos métodos adotados, para uma mesma hipótese de compressibilidade da estaca, convergiram, resultando em valores praticamente iguais. Como esperado, os deslocamentos para os modelos de estaca compressível resultaram algo maiores (diferença máxima da ordem de 1,1 mm). Esta diferença foi mínima porque a estaca é curta ou rígida, tendo  $k < 2$ , conforme citado anteriormente.

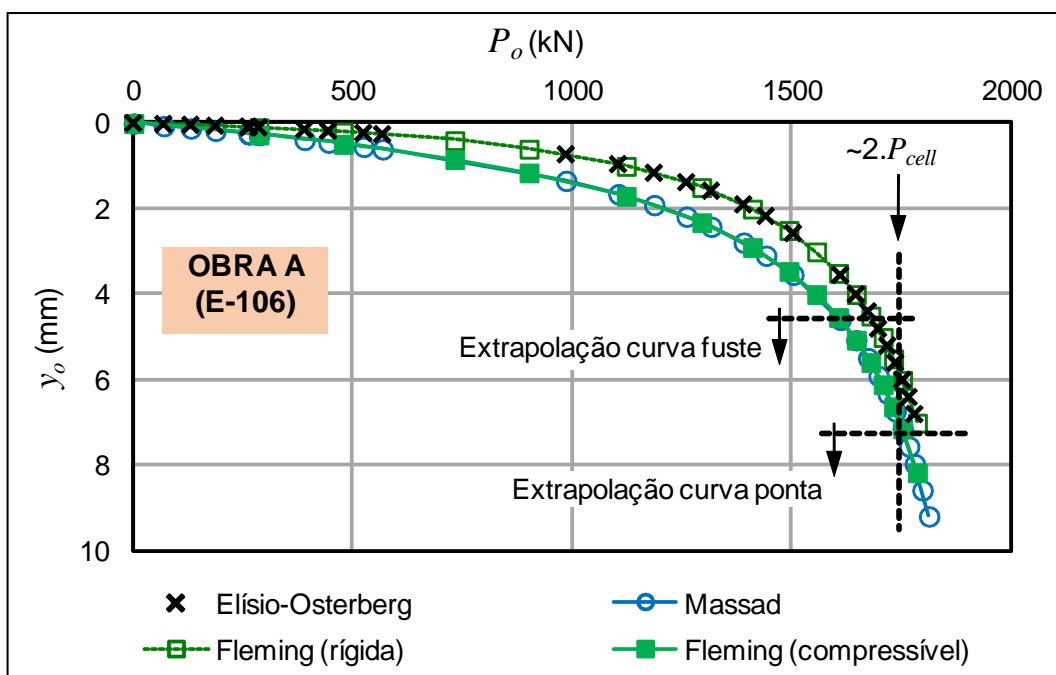


Figura 5.6 – Estação E-106: Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e através das formulações de Fleming.

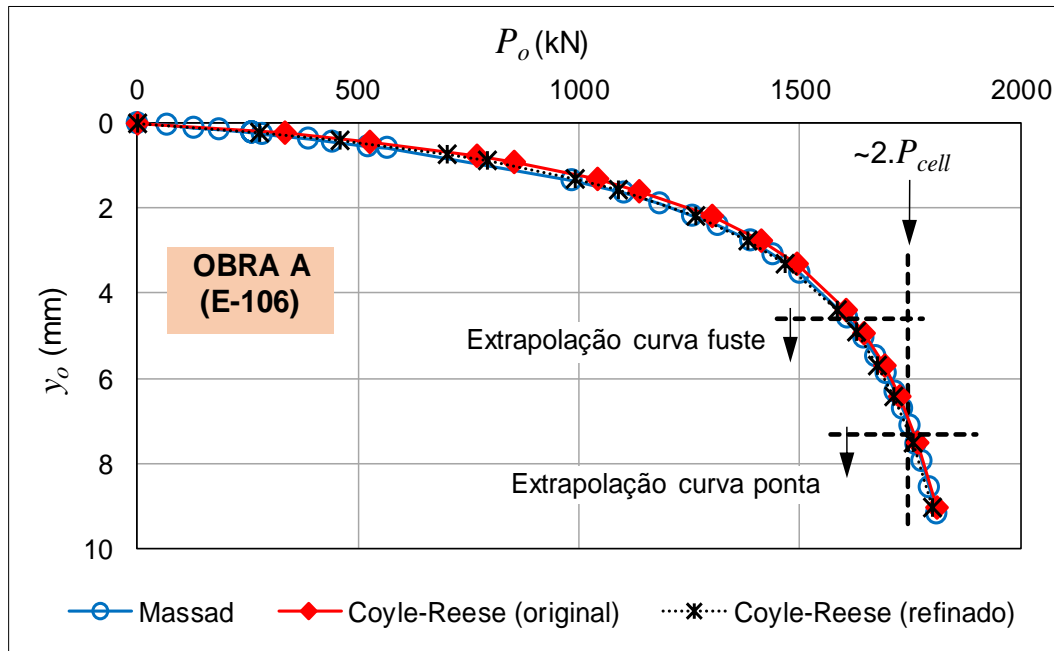


Figura 5.7 – Estação E-106: Aplicação do Modelo de Coyle-Reese para construção da curva equivalente x Método de Massad.

O  $M_s$  de Fleming (1992) para o trecho *I* da estaca resultou em, aproximadamente, 0,0004, inferior à faixa sugerida pelo autor. Segundo a correlação com os parâmetros de Randolph e Wroth (1978) dada pela Eq. 52, este valor de  $M_s$  corresponde a  $G_s / \tau_s \cong 2600$ , pois  $L_I / r$  é da ordem de 25 e o subsolo apresenta acréscimo do módulo cisalhante do solo, inferido a partir do SPT, aproximadamente linear com a profundidade, com  $\rho \cong 0,4$ . Como  $\tau_s \cong 34$  kPa e  $N_{SPT} = 14$  (SP-2041) em média, até o nível da expancell, resulta que  $G_s \cong 6 \cdot N_{SPT}$  (MPa). A relação  $G_s / N_{SPT}$  obtida é consistente com os dados apresentados por Massad (2012), sendo  $G_s$  referente a baixas deformações, conforme Randolph (1994). Quanto ao módulo de elasticidade da ponta,  $E'_b$ , resultou em aproximadamente 556 MPa, para ponta fictícia.

Conforme a Figura 5.3, o recalque máximo do trecho *II* durante o ensaio bidirecional foi de 6,17 mm, medido nos pratos inferiores das expancells. Desprezando-se o encurtamento elástico deste trecho, que é mínimo, tem-se que o recalque da ponta da estaca ocorrido durante o ensaio foi da ordem de 6,17 mm, que corresponde a aproximadamente 0,8% de seu diâmetro.

### 5.1.2 Estação E-244

No local do estação E-244, as sondagens próximas, SP-2076 e SP-2084 indicam uma camada de aterro da ordem de 10m de espessura, com índices SPT de 2 a 10, sobre argilas siltosas, ou silto-arenosas, terciárias, com índices SPT de 2 a 20 ao longo do nível do fuste da estaca, apresentando aumento brusco nos seus dois últimos metros, com valores maiores que 50. A Figura 5.8 apresenta o perfil geológico-geotécnico inferido do subsolo local, a partir das sondagens. Sua localização em planta corresponde ao corte B-B, indicado na Figura 5.1.

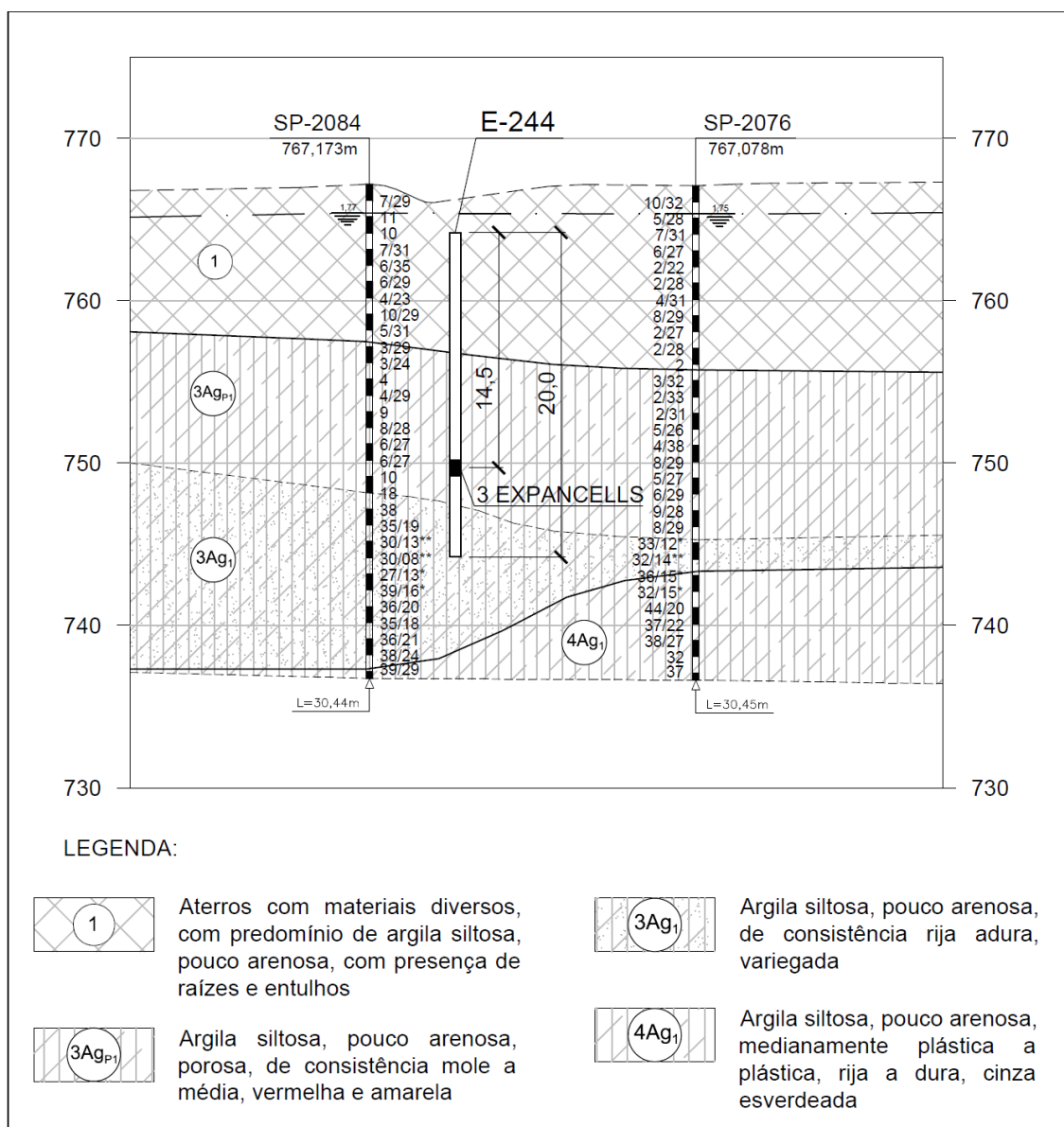


Figura 5.8 – Corte B-B (Figura 5.1): Perfil geológico-geotécnico inferido a partir das sondagens próximas ao estação E-244.

Na Figura 5.8, também está indicada a posição das expancells (no total, três) em relação aos perfis de sondagens. Os trechos *I* e *II* da estaca têm comprimentos aproximados de 14,5m e 5,5m, respectivamente. Para o trecho *I* (fuste), analogamente ao feito para o estação E-106, resultaram os seguintes parâmetros:  $K_r \cong 742$  kN/mm,  $c \cong 0,49$  e  $c' \cong 0,51$ .

A E-244 foi submetida ao ensaio bidirecional, tendo deslocamento máximo no topo da estaca de 15,36 mm, para carga corrigida de 1659 kN, referente ao trecho *I* (fuste). No trecho *II* (ponta fictícia), a medição foi feita no prato inferior da expancell, observando o deslocamento máximo de -3,95 mm, para carga corrigida de 1798 kN.

Como dito anteriormente, a partir do deslocamento do fuste medido no topo da estaca, estimou-se o deslocamento no nível da considerada como meia altura do fuste ( $y_f$ ), e a obtenção da curva hiperbólica do atrito lateral em função de  $y_f$ , que resultou semelhante à curva obtida no topo, uma vez que a estaca é curta ou rígida ( $k < 2$ ). As curvas resultantes do ensaio, bem como as curvas hiperbólicas aproximadas adotadas nas análises, estão apresentadas na Figura 5.9.

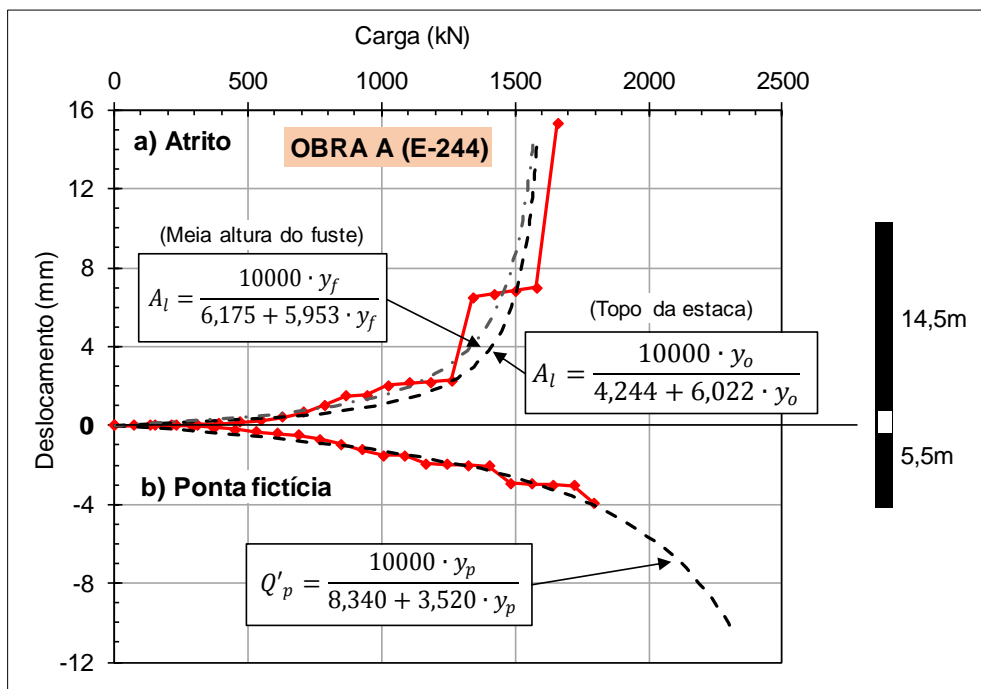


Figura 5.9 – Obra do Pátio do Oratório do Metrô – Resultados do ensaio bidirecional no estacão E-244.

Assim como observado para o estacão E-106, as curvas carga-recalque medidas durante o ensaio bidirecional (Figura 5.9) apresentam "degraus" referentes a deslocamentos pontuais bruscos, em certos estágios de carregamento. Interpreta-se que esta anomalia é provavelmente devida ao travamento das hastes dos *telltales* nas paredes do tubo guia.

Por extrapolação das curvas (Figura 5.9), tem-se  $A_{l,ult} \cong 1660$  kN e  $Q'_{p,ult} \cong 2841$  kN, resultando numa carga total última de 4501 kN. A carga máxima de ensaio foi de 1659 (ruptura) + 1798 = 3457 kN, como se depreende da Figura 5.9.

Os gráficos da Figura 5.10 permitem comparar as cargas últimas obtidas por extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional e através dos métodos semiempíricos utilizados no Brasil, utilizados também para o estacão E-106. Todas estão normalizadas pelas cargas obtidas através do ensaio bidirecional, indicadas acima. Observa-se que os métodos semiempíricos subestimam o atrito lateral no trecho *I* da estaca (Figura 5.10-a). Isto ocorre provavelmente porque, até a profundidade da expancell, existe uma camada de argila vermelha laterizada, com SPT de 3 a 10 golpes, valores esses que não condizem com as suas características de solo sobreadensado, que se comporta como rijo a duro em alguns tipos de obras civis (MASSAD, 2012).

As estimativas de capacidade de carga, feitas apenas para o trecho *II* da estaca (Figura 5.10b), resultaram próximas às obtidas através do ensaio bidirecional, para ambos os métodos semiempíricos utilizados. As estimativas de cargas totais pelos métodos semiempíricos (Figura 5.10-c) resultaram de 0,6 a 1,0 vezes o resultado pelo ensaio bidirecional. O melhor resultado global foi o do Método de Décourt-Quaresma, relativo à sondagem SP-2084, mais próxima ao estacão E-244.

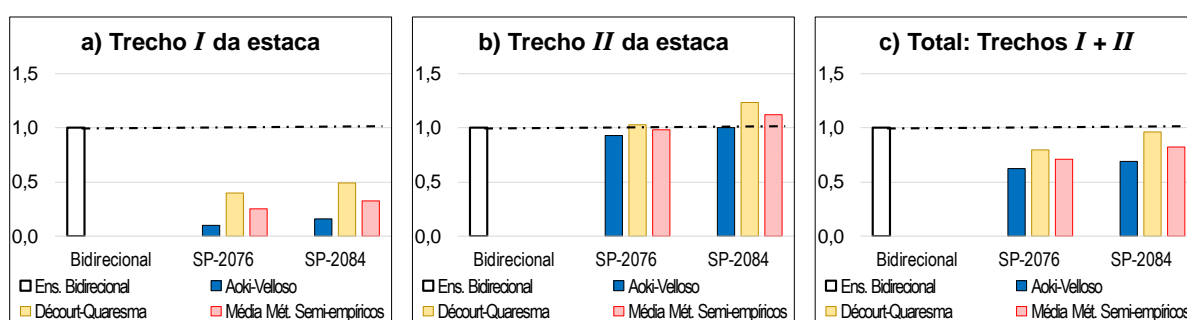


Figura 5.10 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional – Estacão E-244.

As funções de transferência de carga, seguindo o modelo hiperbólico de Fleming de estaca compressível, para o atrito lateral unitário e para a reação de ponta (ponta fictícia), são dadas na Figura 5.11, tendo sido obtidos:  $f_{ult} \cong 52$  kPa (médio para o trecho I) e  $r'_{p,ult} \cong 7382$  kPa (ponta fictícia).

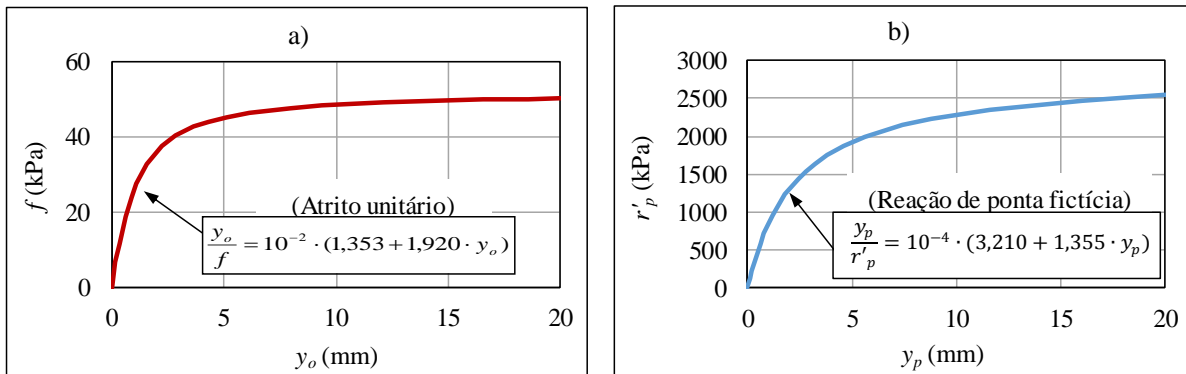


Figura 5.11 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estação E-244.

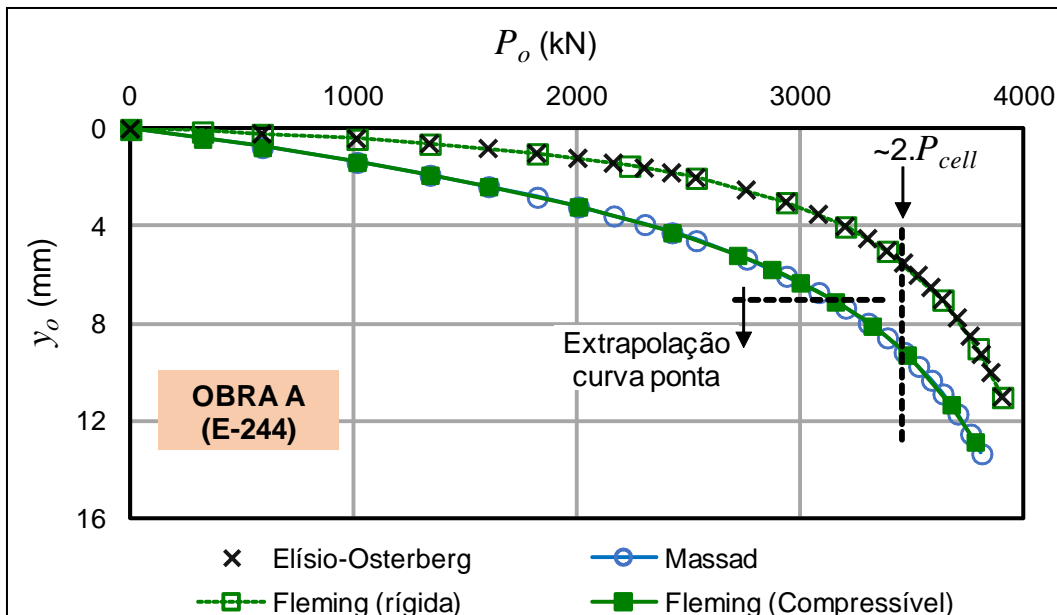


Figura 5.12 – Estação E-244: Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e através das formulações de Fleming.

As Figuras 5.12 e 5.13 apresentam as estimativas da curva carga-recalque equivalente para um carregamento a partir do topo da estaca, simulando uma prova de carga estática convencional, através dos métodos: Elísio-Osterberg ou "tradicional" (estaca rígida), aplicação das formulações de Fleming (estaca rígida e compressível), Massad (estaca compressível) e aplicação do modelo de Coyle-Reese (estaca compressível), nas versões original e modificada. As curvas foram



obtidas analogamente ao feito para o estação E-106. Também estão indicados os marcos de extrapolação dos dados, conforme explicado anteriormente.

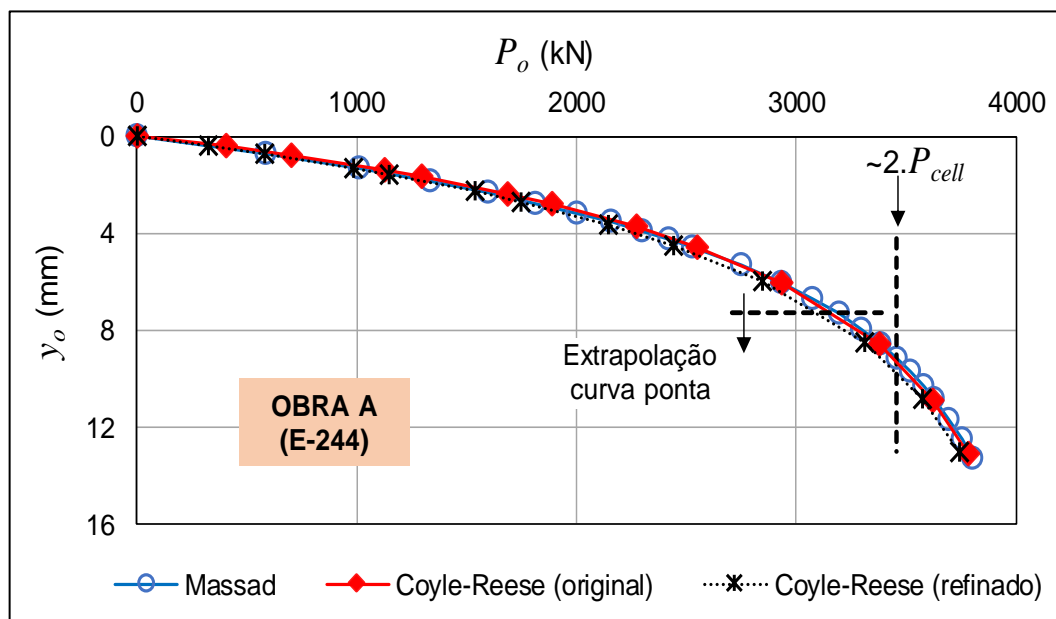


Figura 5.13 – Estação E-244: Aplicação do Modelo de Coyle-Reese para construção da curva equivalente x Método de Massad.

A consideração da compressibilidade da estaca resulta em deslocamentos maiores que os obtidos através do "método tradicional", com diferença máxima da ordem de 4 mm, maior que para a estaca E-106, porém ainda reduzido, uma vez que a estaca é curta ou rígida ( $k < 2$ ). As curvas carga-recalque equivalentes obtidas pelos métodos que levam em conta a compressibilidade da estaca resultaram praticamente coincidentes.

O  $M_s$  de Fleming (1992) para o trecho *I* da estaca resultou em, aproximadamente, 0,001, situando-se dentro do intervalo esperado pelo autor. O módulo de elasticidade da ponta fictícia,  $E'_b$ , resultou em, aproximadamente, 993 MPa.

Conforme dito anteriormente, o recalque máximo do trecho *II* durante o ensaio bidirecional, medido nos pratos inferiores das expancells, foi de 3,95 mm. Desprezando-se o encurtamento elástico deste trecho, tem-se que o recalque da ponta da estaca foi de, aproximadamente, 0,6% de seu diâmetro.

## 5.2 OBRA B – ESTACA RAIZ NO RIO DE JANEIRO

A estaca E-B3 foi executada como parte das fundações de um viaduto de uma obra viária na cidade do Rio de Janeiro. A obra está localizada no pé de uma encosta próxima à costa oceânica, onde ocorrem colúvios e solos residuais, sobre o embasamento rochoso de gnaíse. O perfil geológico-geotécnico inferido a partir das sondagens próximas encontra-se na Figura 5.14. Pela proximidade do mar, parte dos aterros pode estar apoiada sobre argilas marinhas moles, não detectadas pelas sondagens.

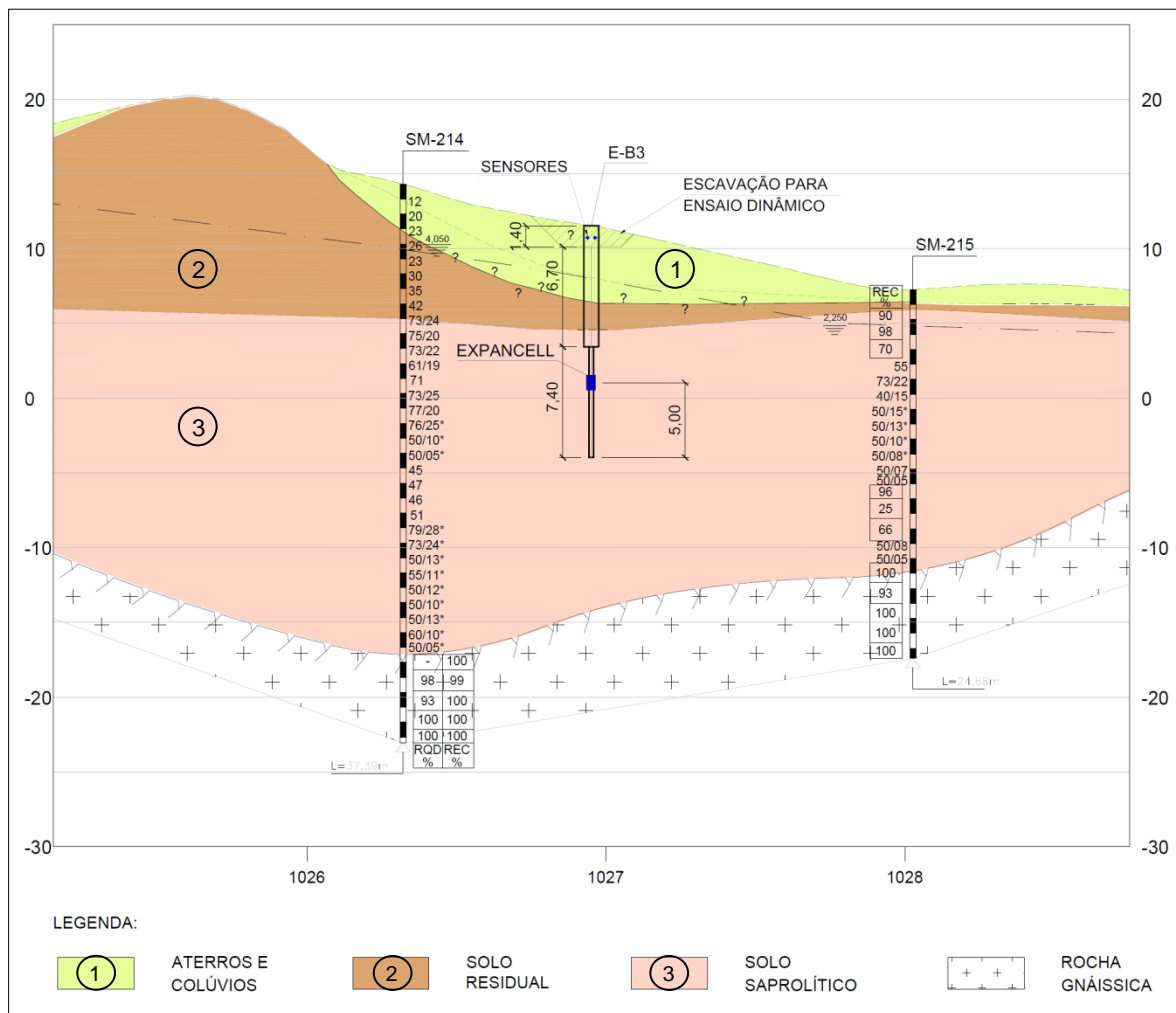


Figura 5.14 – Perfil geológico-geotécnico inferido – Estaca E-B3 – Rio de Janeiro.

A estaca foi executada com diâmetro acabado de 0,50 m e, a partir da profundidade de 8,10 m, o furo atravessou solo saprolítico, tendo diâmetro reduzido para 0,40 m. A expancell foi instalada a 10,5 m de profundidade, como está indicado na Figura 5.15-a.

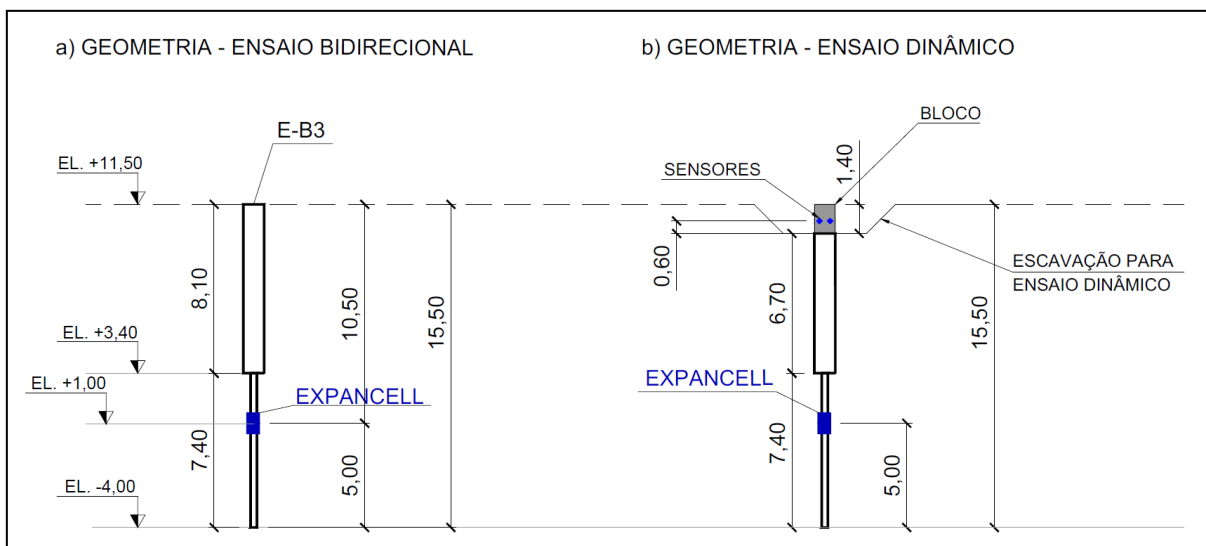


Figura 5.15 – Geometria da estaca raiz E-B3, Rio de Janeiro.

A estaca foi primeiramente submetida ao ensaio bidirecional e, depois de aproximadamente três meses, submetida ao ensaio dinâmico. Para a execução deste último, o trecho inicial da estaca foi arrasado, sendo construído, no topo da estaca, um bloco prolongador cilíndrico com o mesmo diâmetro da estaca e altura de 140 cm (ver a Figura 5.15-b).

No trecho *I* da estaca, têm-se os seguintes parâmetros: rigidez equivalente da estaca  $K_{re} \cong 601$  kN/mm, considerando redução de seção; idem quanto ao diâmetro equivalente  $D_e \cong 0,477$  m;  $c \cong 0,58$  e  $c' \cong 0,42$  (Tabela 5.2).

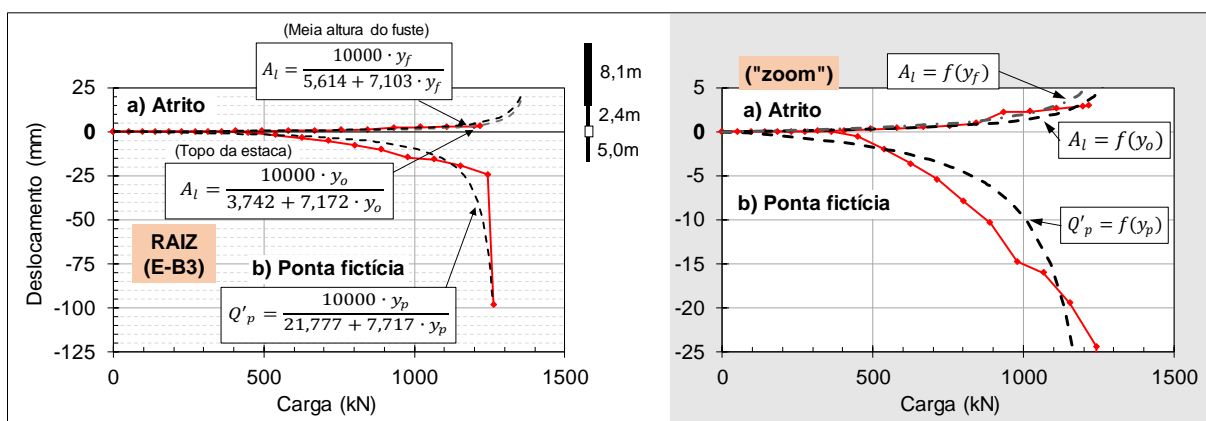


Figura 5.16 – Obra do Rio de Janeiro – Resultados do ensaio bidirecional na estaca E-B3.

As curvas resultantes do ensaio bidirecional e as curvas aproximadas, adotadas nas análises, estão apresentadas na Figura 5.16, sendo adotado o modelo hiperbólico. Na Figura 5.16-b, é possível visualizar melhor as curvas carga-recalque

do trecho *I* e o trecho inicial da curva do trecho *II*. A E-B3 apresentou deslocamento máximo no trecho *I* (fuste) de 2,92 mm, lido no topo da estaca, para carga corrigida de 1218 kN, e no trecho *II* (ponta fictícia) de -98,56 mm, lido no prato inferior da expancell, para carga corrigida de 1264 kN.

Por extrapolação das curvas, tem-se  $A_{l,ult} \cong 1394$  kN, para a curva no topo da estaca, e  $Q_{p,ult} \cong 1296$  kN, resultando numa carga total última de 2690 kN. A carga máxima de ensaio foi de  $1218+1264 = 2482$  kN, como se depreende da Figura 5.16-a.

Os gráficos da Figura 5.17 permitem comparar as cargas últimas obtidas por extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional, as cargas resultantes através do ensaio de carregamento dinâmico e as estimadas através dos métodos semiempíricos utilizados no Brasil. Todas estão normalizadas pela carga obtida através do ensaio bidirecional.

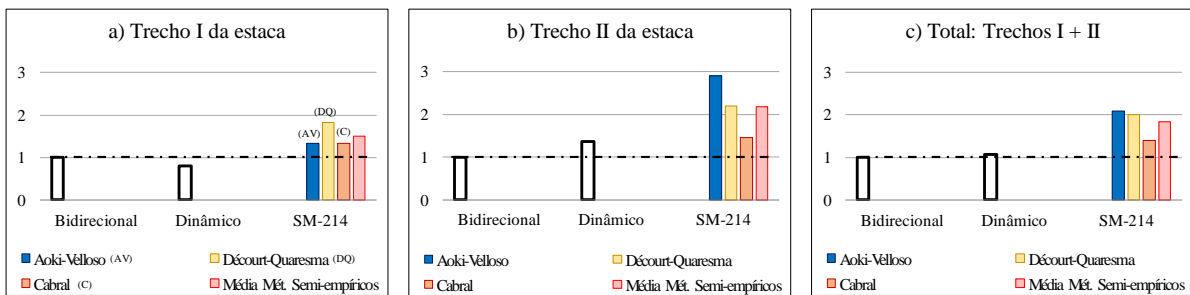


Figura 5.17 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através do resultado do ensaio bidirecional – Estaca E-B3.

A capacidade de carga por atrito lateral no trecho *I* (fuste), no ensaio de carregamento dinâmico, resultou 19% menor que no bidirecional (Figura 5.17-a), sendo que os métodos semiempíricos levaram a estimativas algo superiores. Entende-se que pode ter havido alguma quebra de *set-up* durante os primeiros golpes do ensaio dinâmico, já que os dados analisados se referem ao sexto golpe. Na Figura 5.17-b, que corresponde ao trecho *II* (ponta fictícia), a carga última do ensaio dinâmico resultou 36% maior que a do ensaio bidirecional, indicando ter havido possível ganho de resistência. Os métodos semiempíricos resultaram em valores relativamente maiores, como era esperado, face a solo amolgado ou solto sob a ponta da estaca. O método semiempírico que indicou os melhores resultados

foi o de Cabral (1986), considerando pressão de injeção nula. Para injeções de 1 a 2 kgf/cm<sup>2</sup>, ou 0,1 a 0,2 MPa, as estimativas resultaram até 10% maiores.

A Figura 5.18 apresenta alguns resultados de interesse do ensaio de carregamento dinâmico. Na época, a empresa executora do ensaio não havia sido informada sobre a existência da expancell na cota (EL) +1m (ver a Figura 5.15). Mesmo sem essa informação, a aplicação da análise numérica pelo CAPWAP conduziu a valores altos de impedância entre as cotas +1,0 e +3,0m, região onde se situa a expancell, fato esse atribuído a um alargamento de seção durante a execução da estaca neste nível. Notam-se também valores baixos do atrito unitário, da ordem de 6 kPa, entre as cotas +7,0 e +1,0m, provavelmente associados à camada de argila marinha mole.

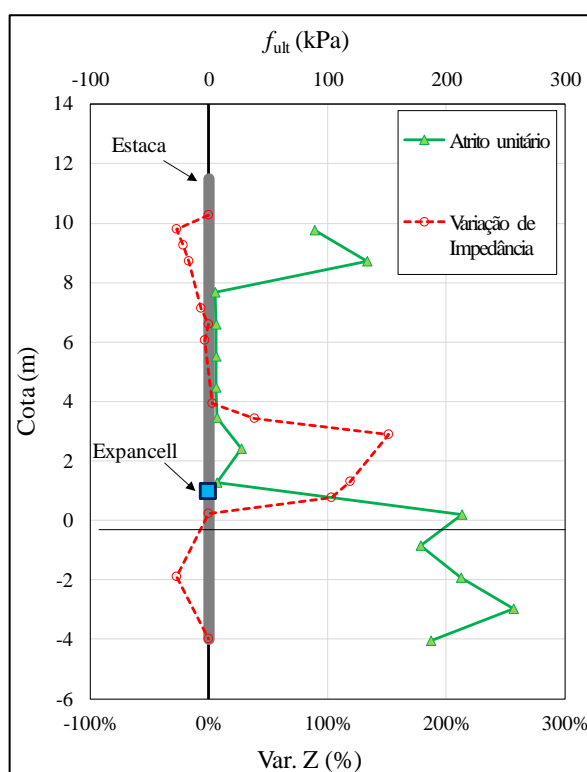


Figura 5.18 – Ensaio de carregamento dinâmico – Impedância e atrito lateral unitário (estaca E-B3).

Buscou-se reproduzir a curva simulada para carregamento estático, fornecida pela empresa executora. Utilizaram-se, para tanto, os mesmos parâmetros de atrito, resistência de ponta e quakes estimados através da análise pelo CAPWAP. A reprodução foi através do Modelo de Coyle e Reese (1966), levando-se em conta a "segunda ponta" da estaca, situada na cota +3,4m da Figura 5.15. O ajuste foi excelente, como mostra a Figura 5.19. Destaca-se que, pelo CAPWAP, obteve-se

uma carga total de 2900 kN, assim distribuída: atrito de 1756 kN, ponta real de 437 kN e 2ª ponta (cota +3,4m da Figura 5.15) de 707 kN.

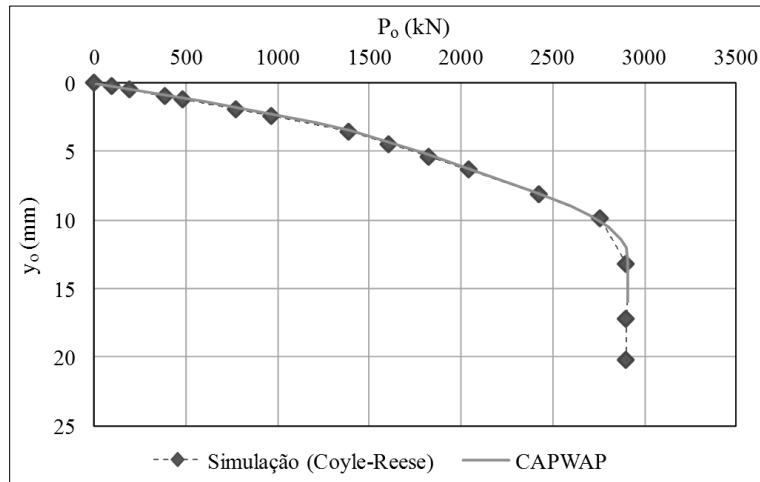


Figura 5.19 – Curvas simuladas por análise numérica através do CAPWAP e pelo Modelo de Coyle-Reese (1966) – Estaca E-B3.

As funções de transferência de carga, seguindo o modelo hiperbólico de Fleming de estaca compressível, para o atrito lateral unitário e para a reação de ponta (ponta fictícia), são dadas na Figura 5.20, tendo sido obtidos:  $f_{ult} \cong 89,4$  (médio para o trecho I) e  $q_{p,ult}$  ou  $r_{p,ult} \cong 10.312$  kPa (ponta fictícia). Os valores de  $f$  foram estimados considerando um diâmetro médio da estaca igual a  $0,50 \times 8,10 + 0,40 \times 2,40 \cong 0,477$  m e um fuste com altura de  $8,10 + 2,40 = 10,50$  m, conforme a Figura 5.15-a.

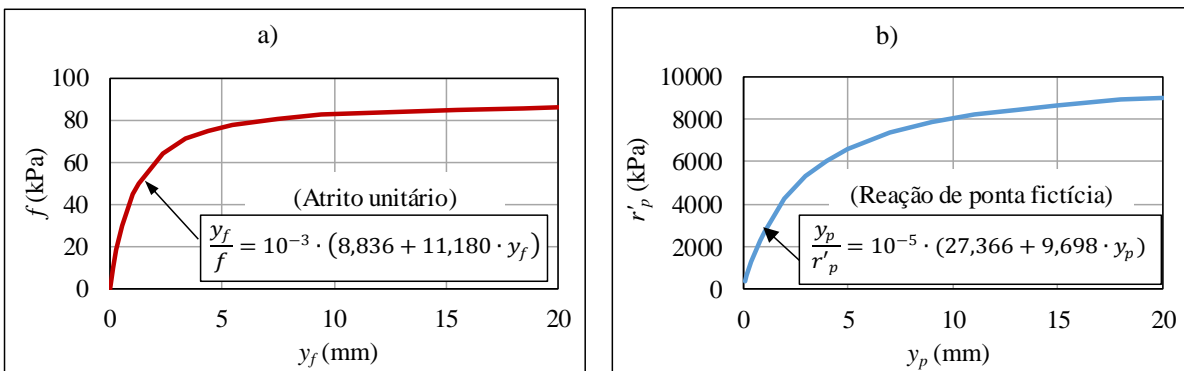


Figura 5.20 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estaca E-B3.

O  $M_s$  de Fleming (1992) para o trecho I da estaca resultou em, aproximadamente, 0,0011, sendo dentro do intervalo previsto pelo autor. O módulo de elasticidade da ponta fictícia,  $E'_b$ , resultou em aproximadamente 666 MPa.

A Figura 5.21 apresenta as estimativas das curvas carga-recalque equivalentes para um carregamento a partir do topo da estaca, simulando uma prova de carga estática convencional, através dos métodos: Elísio-Osterberg (estaca infinitamente rígida), aplicação de Fleming (estaca infinitamente rígida e compressível) e Massad (estaca compressível). Vê-se que a consideração da compressibilidade da estaca resulta em deslocamentos até aproximadamente 4 mm maiores e que, para a mesma hipótese de compressibilidade, as curvas apresentaram boa convergência: para uma mesma carga  $P_o$ , o método Massad (2015) resultou em recalques até 0,8 mm menores que os obtidos pelo método baseado nas aplicações das formulações de Fleming (1992).

Para a obtenção das citadas curvas carga-recalque equivalentes, utilizou-se o módulo de elasticidade dinâmico fornecido pela empresa executora do ensaio, para fins de comparação (aproximadamente 36,7 GPa). Para uso prático em obras, deve-se usar sempre o módulo estático, que é menor.

Também foi lançada na Figura 5.21 a curva “ECD (simulação)”, referente à simulação por Coyle-Reese, com os dados obtidos do ensaio de carregamento dinâmico (ECD), mas com a hipótese de resistência de ponta (real) nula. A justificativa para essa hipótese reside no fato de que o ensaio bidirecional foi realizado imediatamente após a execução da estaca raiz, com solo solto ou amolgado sob a ponta da estaca. Observa-se que a curva resultante é semelhante às obtidas através dos demais métodos.

Esse solo solto ou amolgado foi comprimido não só ao final do ensaio bidirecional, com recalque do trecho *II* da estaca de aproximadamente 100 mm (ver a Figura 5.16-a), como também no ensaio de carregamento dinâmico, em que foram aplicados 6 golpes de martelo de 44 kN, com alturas de queda crescentes, de 0,3 a 2m. Tal compressão levou a estaca a apresentar resistência de ponta (real) de 437 kN, dado obtido através do CAPWAP e indicado acima.

Na Figura 5.22 apresenta-se o último método utilizado para a obtenção da curva equivalente da estaca E-B3, consistindo da aplicação do Modelo de Coyle-Reese (1966) de uma maneira inovadora. Estão apresentados os resultados para o método original e o refinado. Também é indicada a curva obtida através do Método de Massad (2015), como referência. Para a aplicação do Modelo de Coyle-Reese, consideraram-se as variações de seção transversal, como foi indicado acima, e

módulo de elasticidade da estaca ao longo da profundidade. Foram adotadas as funções de transferência de carga indicadas na Figura 5.20, supondo uma camada equivalente de solo homogêneo, para o fuste, e ponta fictícia. No método refinado, a função de transferência foi corrigida considerando a inversão do diagrama de cargas. Observa-se que os resultados dos métodos tiveram ótimo ajuste entre si.

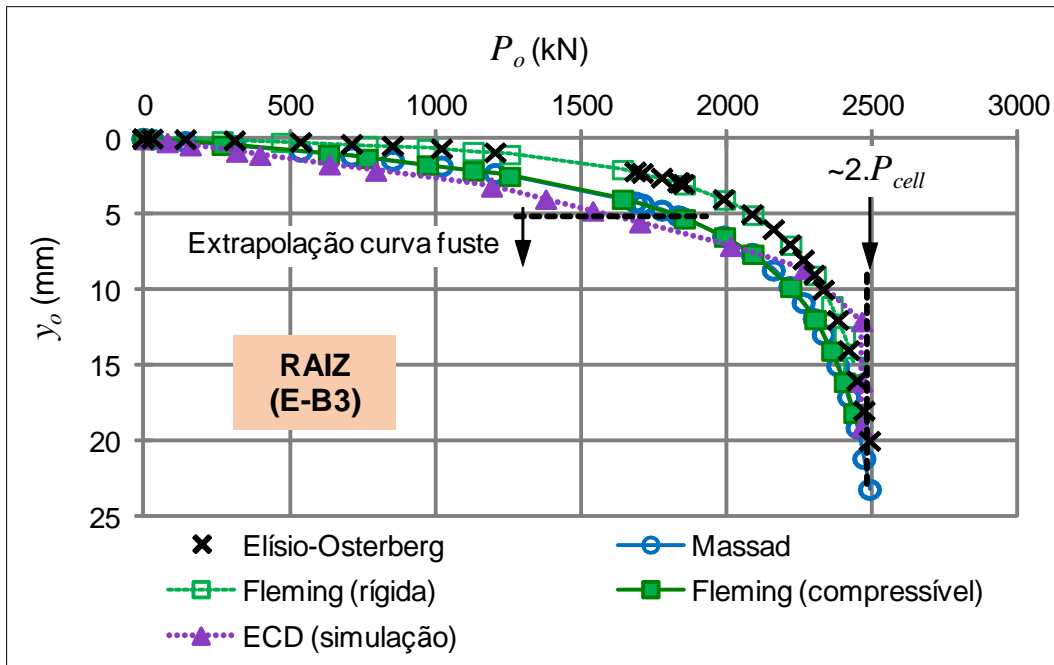


Figura 5.21 – Estaca E-B3: Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e através das formulações de Fleming x Curva estimada através dos resultados do ensaio dinâmico.

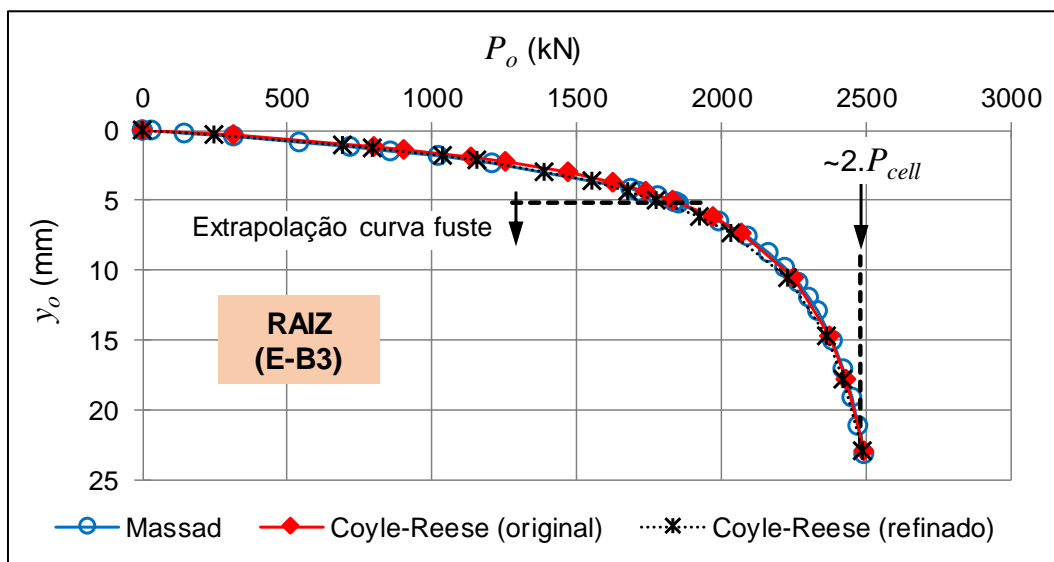


Figura 5.22 – Estaca E-B3: Aplicação do Modelo de Coyle-Reese para construção da curva equivalente x Método de Massad.



Para o trecho *I* da estaca (fuste), a extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional resultou em  $f_{ult} \cong 89,4$  kPa (médio), enquanto o ensaio dinâmico indicou  $f_{ult} \cong 72,4$  kPa (médio), 19% a menos, sugerindo uma possível quebra de *set up* durante o ensaio dinâmico, como foi dito anteriormente. Para o trecho *II* da estaca (“ponta fictícia”), pelo ensaio bidirecional tem-se  $f_{ult} \cong 206$  kPa (médio); próximo ao do PDA ( $f_{ult}$  médio  $\cong 211$  kPa). Os resultados são compatíveis entre si e satisfatórios. A diferença pode estar associada às incertezas quanto à real geometria da estaca, durante cada etapa de ensaio, sendo adotada nos cálculos a geometria nominal, apresentada na Figura 5.15.

### 5.3 OBRA C – ESTACAS ÔMEGA EM SÃO PAULO

Foram estudadas duas estacas ômega, ou hélice de deslocamento monitoradas, executadas para obra de edificação na cidade de São Paulo em 2014. Os dados foram extraídos de Fellenius (2014a), sendo posteriormente estudados por Massad (2015), que os manteve tal como apresentados em bibliografia.

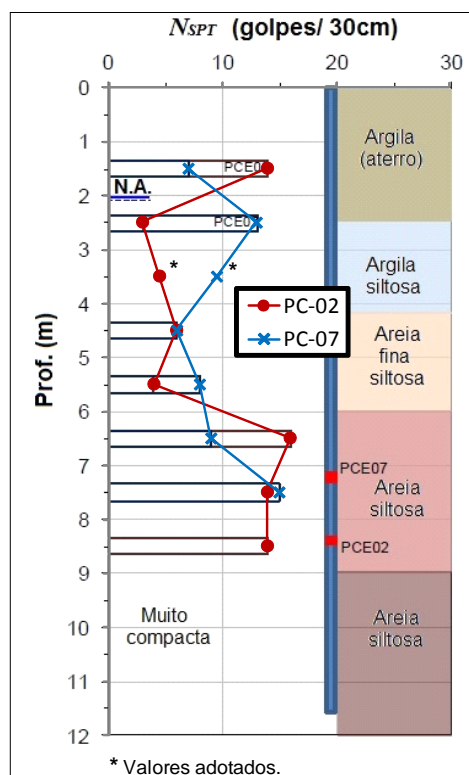


Figura 5.23 – Perfis de subsolo próximo às estacas PC-02 e PC-07 (fonte: adaptado de FELLENIUS, 2014a).

O subsolo consistia de 2,5 m de um aterro, sobrejacente a camadas de argila siltosa e silte arenoso, com SPT variando erraticamente de 5 a 15, e de uma areia muito compacta abaixo de 9 m de profundidade, conforme a Figura 5.23. O lençol freático estava a 2 m abaixo da superfície do terreno. As Tabelas 5.1 e 5.2 apresentam informações gerais e alguns parâmetros de interesse.

As estacas ômega PC-02 e PC-07, ambas com 0,70 m de diâmetro, foram submetidas a ensaios bidirecionais. As expancells foram instaladas, respectivamente, a 8,5 e 7,2 m de profundidade. Os resultados dos ensaios estão apresentados na Figura 5.24 e na Figura 5.25, bem como as curvas de aproximação matemática, adotadas nas análises feitas:  $A_l=f(y_o)$ ;  $A_l=f(y_f)$  e  $Q_p=f(y_p)$ .

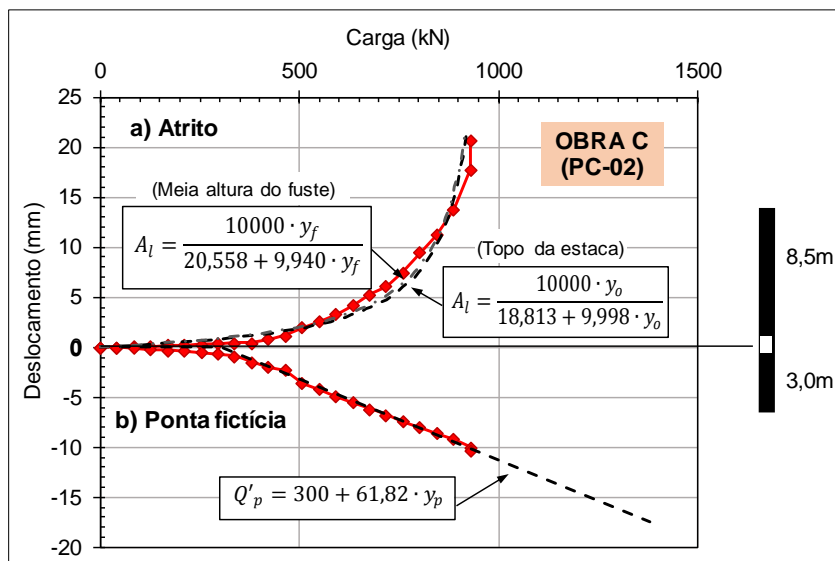


Figura 5.24 – Ensaio Bidirecional - Estaca Ômega PC-02.

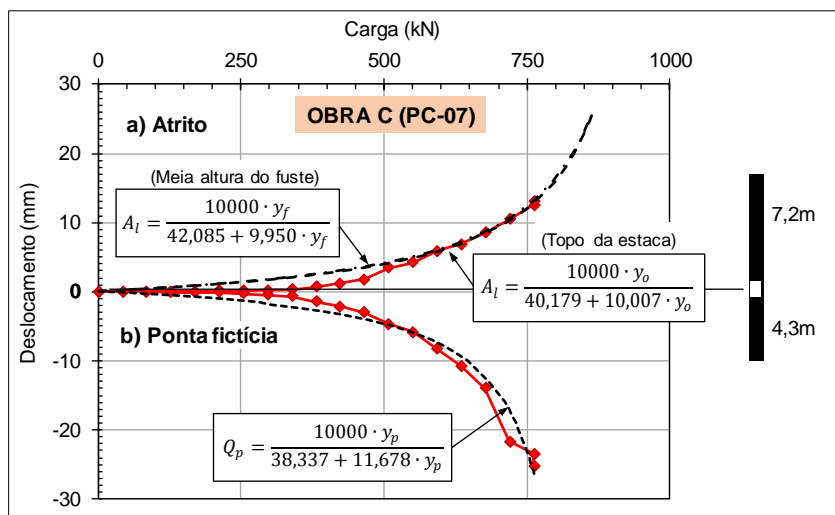


Figura 5.25 – Ensaio Bidirecional - Estaca Ômega PC-07.

Como o deslocamento do "fuste" foi medido no topo da estaca, foi feita a estimativa do deslocamento na considerada como meia altura do "fuste" ( $y_f$ ), descontando-se metade do encurtamento elástico, calculado através da Eq. 66. Como as estacas são curtas, as curvas hiperbólicas de ajuste para  $A_l=f(y_o)$  e  $A_l=f(y_f)$  praticamente coincidem.

Na Figura 5.24-b, estaca PC-02, nota-se que o formato da curva da reação de ponta foi aproximadamente do tipo rígido-elástico de Cambefort (1964), Eq. 55. Este comportamento é típico de estacas escavadas, conforme comentado anteriormente. Entretanto, para a PC-07 (Figura 5.25-b), a reação de ponta apresentou formato aproximadamente hiperbólico, provavelmente por se tratar de ponta fictícia, em que o atrito lateral ao longo dos 4m deve ter contribuído consideravelmente.

Observa-se que as cargas máximas de atrito lateral atingidas no ensaio foram de 931 (ruptura) e 761 kN, respectivamente para as estacas PC-02 e PC-07. Para ambas as estacas, esses valores foram superiores às cargas de atrito lateral último, estimadas por métodos semiempíricos através de dados do SPT até a profundidade da expancell, sendo os métodos, nesses casos, conservadores, conforme as Figuras 5.26 e 5.27. Pelo Método de Décourt e Quaresma (1978), atualizado por Décourt (1982, 2016), obtiveram-se:  $A_{l,ult} = 667$  kN para a PC-02 e  $A_{l,ult} = 573$  kN para a PC-07. Pelo Método de Bustamante e Ganeselli (1998), resultaram, respectivamente, 592 kN e 633 kN.

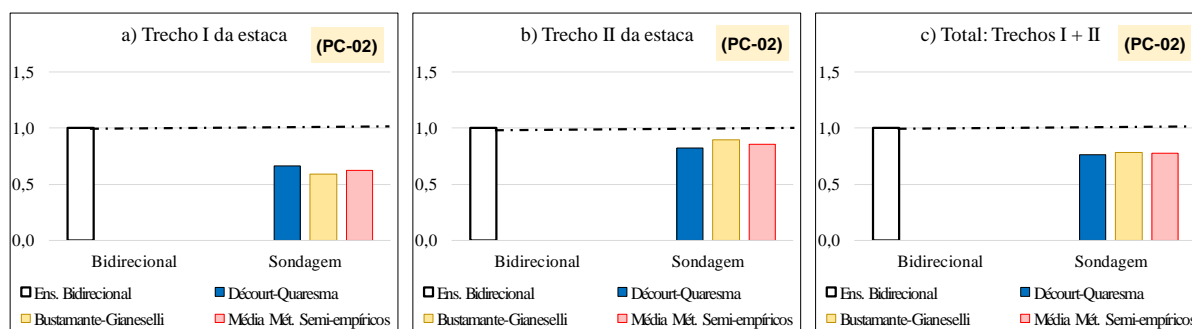


Figura 5.26 – Estaca ômega PC-02: Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através do resultado do ensaio bidirecional.

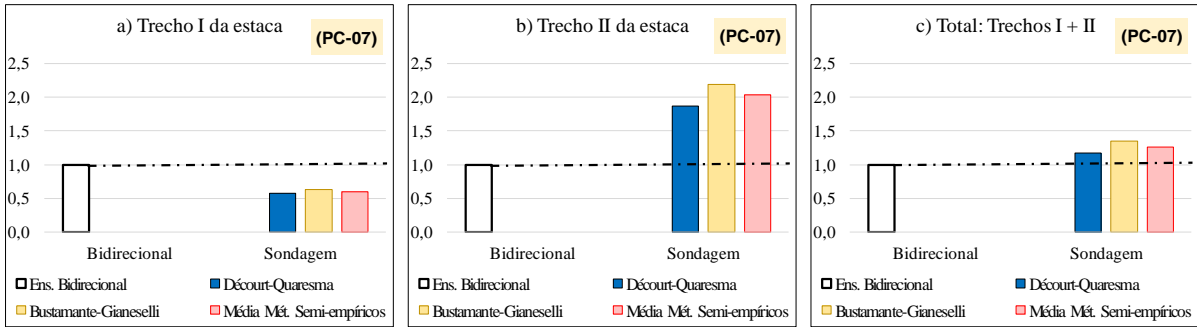


Figura 5.27 – Estaca ômega PC-07: Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através do resultado do ensaio bidirecional.

Foram aplicados os métodos de interpretação para a obtenção da curva equivalente para carregamentos de cima para baixo. O segmento da estaca abaixo do nível das expancells, com um comprimento de 3,0 m, para a PC-02, e 4,3 m para a PC-07, foram tomados como uma "ponta fictícia", incluindo a ponta real e o atrito lateral deste segmento. Para a extrapolação de valores de deslocamentos, foram adotadas as funções hiperbólicas indicadas na Figura 5.24-b (PC-02) e na Figura 5.25-a (PC-07). As Figuras 5.28 a 5.31 apresentam as curvas equivalentes obtidas pelos diversos métodos, sendo possível compará-las.

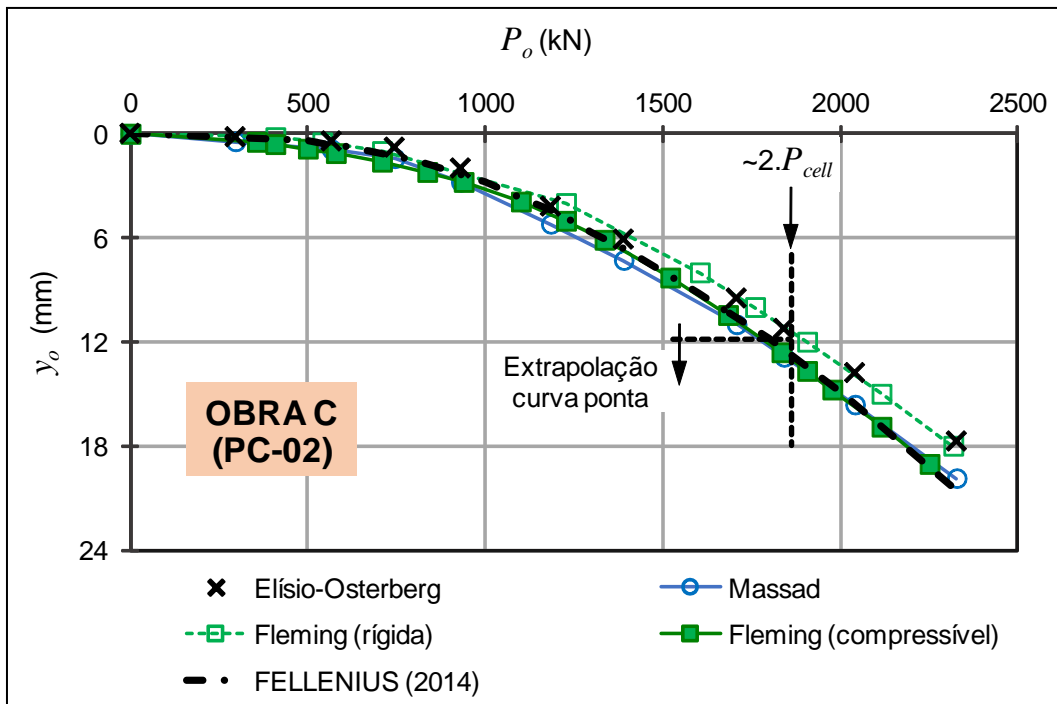


Figura 5.28 – Estaca ômega PC-02: Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e através das formulações de Fleming. Comparação com a curva obtida por Fellenius (2014a).

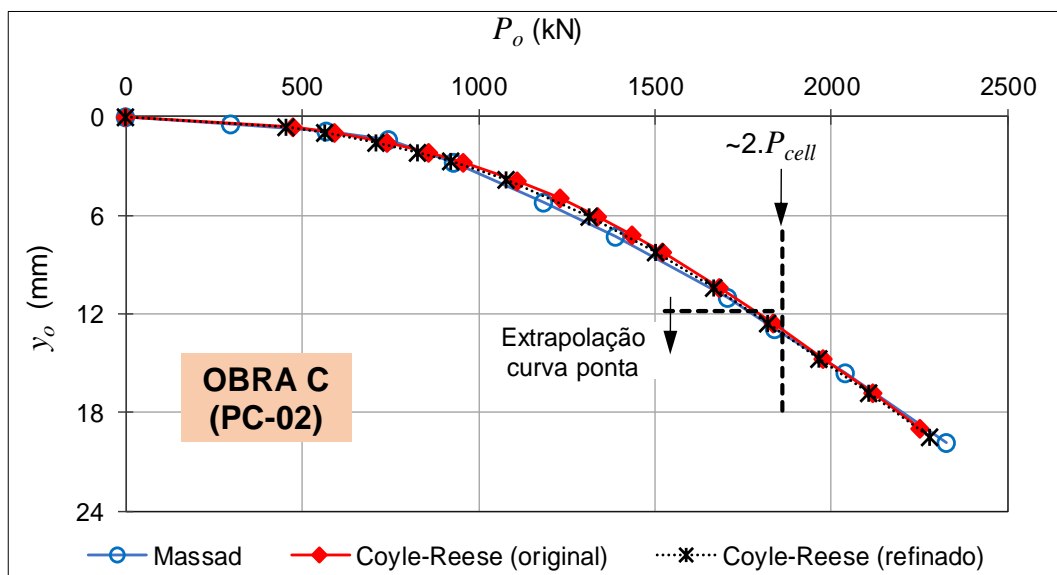


Figura 5.29 – Estaca ômega PC-02: Aplicação do Modelo de Coyle-Reese para construção da curva equivalente x Método de Massad x Método de Fellenius (2014a).

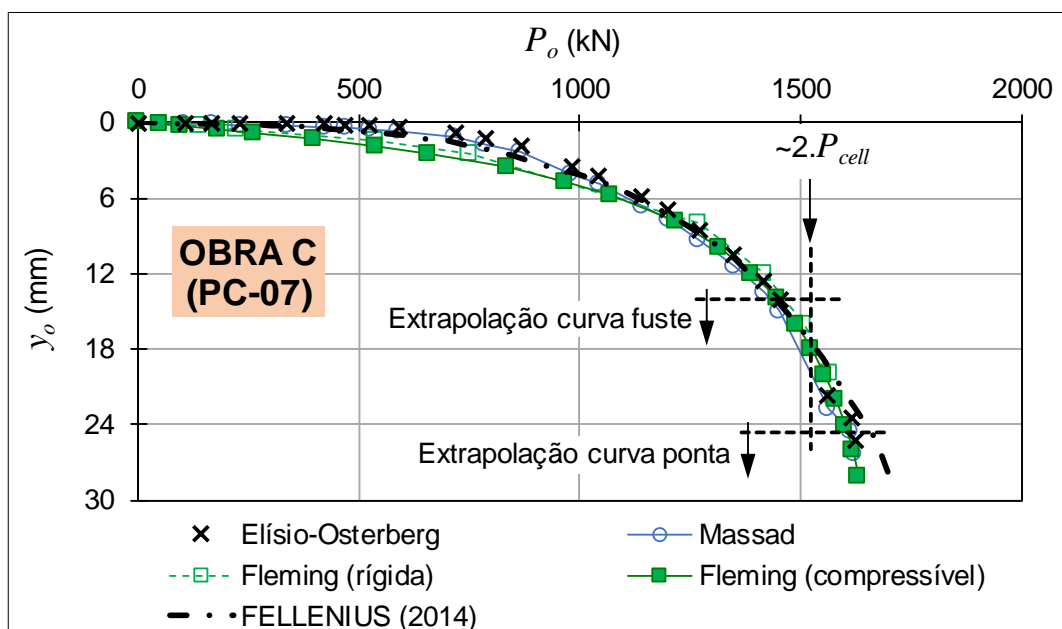


Figura 5.30 – Estaca ômega PC-07: Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e através das formulações de Fleming. Comparação com a curva obtida por Fellenius (2014a).

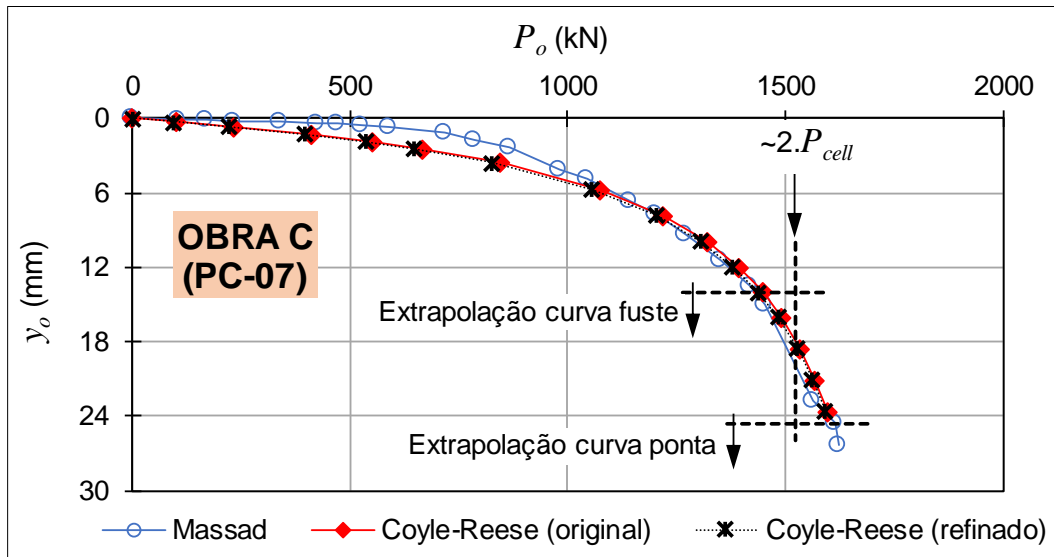


Figura 5.31 – Estaca ômega PC-07: Aplicação do Modelo de Coyle-Reese para construção da curva equivalente x Método de Massad.

Nas Figuras 5.28 e 5.30, estão indicadas as curvas equivalentes obtidas por Fellenius (2014a), através do *software UniPile*. As outras curvas equivalentes foram determinadas conforme segue:

- Em todas as figuras (Figuras 5.28 e 5.30), estão indicadas as curvas equivalentes obtidas pelo Método de Massad (2015), que considera a estaca compressível, a partir do coeficiente  $c'$ , correlato de  $c$  de Leonards e Lovell (1979);
- As curvas equivalentes obtidas através do Método de Elísio-Osterberg estão apresentadas na Figura 5.28 (estaca PC-02) e na Figura 5.30 (estaca PC-07), considerando a hipótese de estaca infinitamente rígida;
- Ainda na Figura 5.28 (estaca PC-02) e na Figura 5.30 (estaca PC-07), apresentam-se as curvas equivalentes obtidas através das formulações de Fleming, para as hipóteses de estaca rígida e compressível. As curvas ascendentes dos ensaios bidirecionais, medidas no topo da estaca,  $A_t=f(y_o)$ , foram ajustadas a hipérboles e, as descendentes, ajustadas ou à função rígido-elástica de Cambefort (PC-02), ou à hiperbólica (PC-07), utilizando-se as equações indicadas na Figura 5.24 e na Figura 5.25;
- Na Figura 5.29 (estaca PC-02) e na Figura 5.31 (estaca PC-07), estão indicadas as curvas equivalentes obtidas através do método baseado no Modelo de Coyle-Reese, nas versões original e refinada. As curvas

ascendentes dos ensaios bidirecionais foram transladadas a meia altura da estaca,  $A_I=f(y_f)$ , conforme indicado na Figura 5.24 e na Figura 5.25, fazendo-se uma correção em  $y_f$  no modelo refinado, e as curvas descendentes foram ajustadas da mesma maneira que no item (b).

Observa-se que, no caso destas estacas ômega, a consideração da compressibilidade não teve influência relevante nos resultados. Isto porque as estacas são muito "curtas" ou muito rígidas. Também se nota que há uma convergência muito boa de resultados pelos diversos métodos adotados.

Para a estaca PC-02, o  $M_s$  de Fleming (1992) referente ao trecho  $I$  da estaca resultou em, aproximadamente, 0,0027, estando dentro da faixa sugerida pelo autor. A ponta fictícia apresentou comportamento do tipo rígido-elástico, com os parâmetros da 2ª Lei de Cambefort (1964) iguais a  $A \cong 780$  kPa e  $R \cong 161$  kPa/mm.

Para a PC-07,  $M_s$  resultou em 0,0057, sendo superior à faixa sugerida por Fleming (1992). Segundo a correlação com os parâmetros de Randolph e Wroth (1978) dada pela Eq. 52, tem-se  $G_s/\tau_s \cong 160$ , pois  $L_I/r$  é da ordem de 20 e  $\rho \cong 0,6$ , valor aproximado para aumento linear do módulo cisalhante do solo com a profundidade, inferido a partir do SPT. Como  $\tau_s \cong 63$  kPa e  $N_{SPT}=9$  em média, até o nível da expancell, resulta que  $G_s \cong 1,2 \cdot N_{SPT}$  (MPa). A relação  $G_s/N_{SPT}$  obtida é consistente com dados apresentados por Clayton (1986 apud SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Quanto ao módulo de elasticidade da ponta,  $E'_b$ , resultou em aproximadamente 216 MPa para ponta fictícia.

## 5.4 OBRA D – ESTACÃO NO INTERIOR DE SP

De Mello et al. (2015) apresentaram o estudo de caso do estação "Pile 1", com 80 cm de diâmetro e 13,5m de comprimento (ver a Tabela 5.2), escavado com lama bentonítica, na região próxima à cidade de Limeira, no interior do estado de São Paulo. A Figura 5.32 ilustra esquematicamente a estaca e a sondagem mais próxima. Superficialmente, ocorre uma fina camada de solo orgânico, não indicada na Figura, sobre solos residuais argilo-arenosos ou arenosos, até 8,5 m de profundidade. Abaixo, observam-se camadas intercaladas de rochas carbonáticas

ou calcários e siltitos, pertencentes à Formação Irati da Bacia do Paraná, sendo que no contato solo-rocha as camadas consistem de material rochoso alterado com espessuras centi a decimétricas.

A estaca foi executada com comprimento total de 13,5 m, sendo 8,5 m em solo e 5,0 m em material rochoso. Foi instalada uma expancell a 9,5 m de profundidade, conforme indicado na Tabela 5.2 e na Figura 5.32.

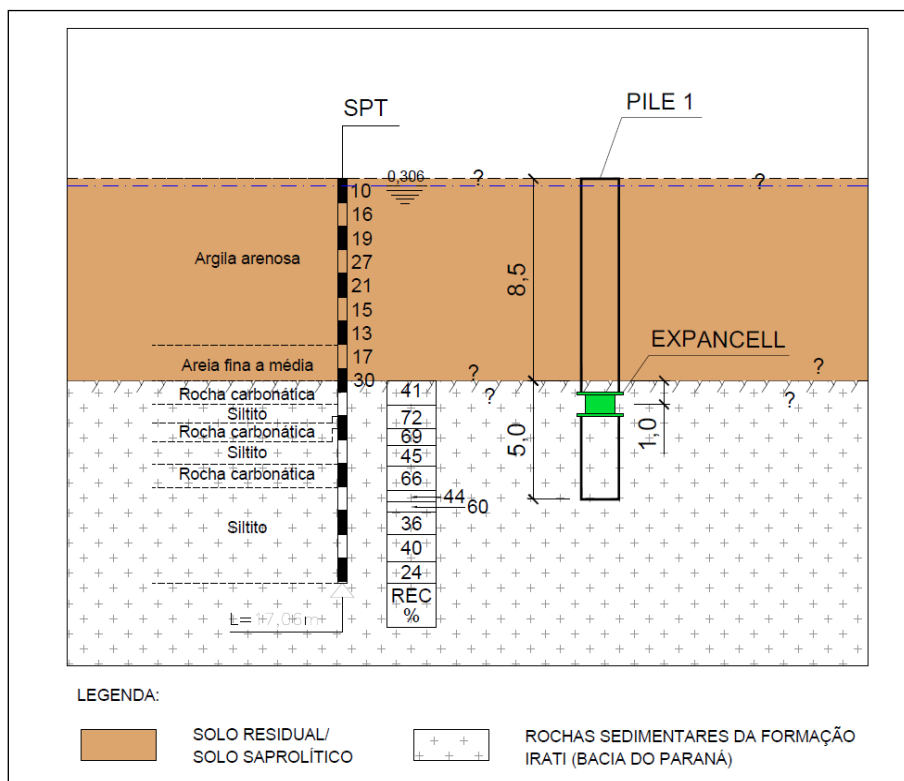


Figura 5.32. Geometria do estacão "Pile 1" e perfil esquemático do subsolo inferido a partir da sondagem próxima (comprimentos em metro).

O estacão "Pile 1" foi submetido a uma prova de carga estática convencional (PCE) e, posteriormente, a um ensaio bidirecional (BID). Os resultados de ambos estão apresentados na Figura 5.33.

A curva carga-recalque obtida através da PCE (1º ensaio) (Figura 5.33-a) apresentou um comportamento aproximadamente linear elástico, indicando mobilização praticamente apenas do atrito lateral. O  $A_{l,ult}$  total estimado foi de 8480kN, sendo maior que a carga máxima atingida durante o ensaio, de 6040 kN. A estimativa foi feita pelo método semiempírico de Décourt e Quaresma (1978), atualizado por Décourt (1982, 2016), no trecho em solo, obtendo-se  $f_{med(solo)} = 59$  kPa. No trecho em rocha, admitiu-se  $f_{med(rocha)} = 575$  kPa, a partir de dados



fornechos por De Mello et al. (2015) para o atrito unitário, com base em ensaios de carregamento dinâmico em outras estacas do local.

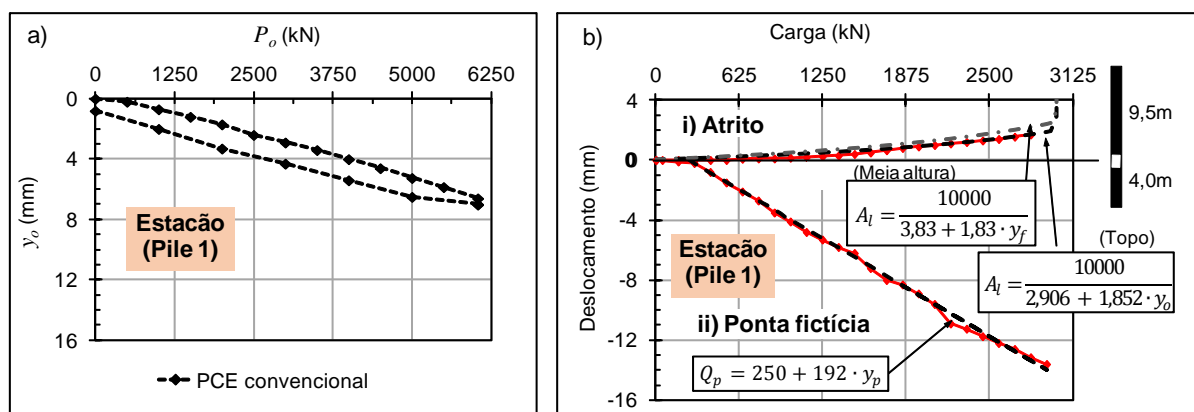


Figura 5.33. Obra do estado de SP, Estação "Pile 1". a) Resultados da prova de carga estática convencional; b) Resultados do ensaio bidirecional (fonte: dados obtidos em De Mello et al., 2015).

A Figura 5.33-b apresenta os resultados do ensaio bidirecional (2º ensaio) e as curvas de aproximação matemática adotadas. A carga corrigida máxima aplicada no fuste foi de 2807 kN, para deslocamento no topo da estaca de 1,70 mm. Como os deslocamentos foram pequenos, não foi possível obter o atrito lateral último através da extrapolação da curva carga-deslocamento pelo Método de Chin (1970, 1971). O  $A_{l,ult}$  estimado para o trecho do fuste, através do Método de Décourt e Quaresma (1978) para o trecho em solo e utilizando os dados de De Mello et al. (2015) em rocha, resultou em 2705 kN, muito próximo à carga máxima aplicada no ensaio bidirecional. Os valores sugerem que o trecho do fuste foi levado próximo à ruptura, então, adotou-se  $A_{l,ult}$  aproximadamente igual a 3000 kN.

O trecho da ponta (ponta fictícia) apresentou deslocamentos relativamente elevados para as magnitudes de cargas aplicadas, visto que está embutido em material rochoso. O comportamento foi do tipo rígido-elástico segundo a 2ª Lei de Cambefort (1964), o que é típico para estacas escavadas, conforme Massad (2008), significando que o atrito lateral neste trecho foi relativamente baixo e predominou o comportamento da ponta.

Como o trecho de ponta fictícia tem comprimento de 4 m embutido em siltitos e calcários, interpreta-se que, no momento do ensaio bidirecional, o contato entre a parede da estaca e as rochas estava cisalhado, devido possivelmente aos carregamentos prévios. Na PCE, a magnitude mínima de carga que atingiu o trecho

abaixo da expancell foi da ordem de 3040 kN, que é a diferença entre a carga máxima aplicada, 6040 kN, e o  $A_{l,ult}$  do trecho acima, igual a 3000 kN. Este carregamento ultrapassa a resistência por atrito lateral dos primeiros metros do material rochoso, podendo ter ocorrido a ruptura do contato, levando o atrito lateral a valores residuais. Além disso, a carga inicial do BID, para rompimento do selo da expancell, pode ter provocado o cisalhamento dos metros restantes do contato rocha-estaca, levando à queda da resistência no trecho todo do embutimento.

O  $M_s$  de Fleming (1992) para o trecho *I* da estaca resultou em, aproximadamente, 0,002, valor dentro da faixa sugerida pelo autor. Para a ponta fictícia, obtiveram-se os seguintes parâmetros da 2ª Lei de Cambefort (1964):  $A \cong 497$  kPa e  $R \cong 381$  kPa/mm.

As Figuras 5.34 e 5.35 apresentam as curvas equivalentes do BID, estimadas analogamente ao feito para a estaca raiz E-B3, observando-se que resultaram convergentes entre si, para a mesma hipótese de rigidez da estaca. Em ambas as figuras, a curva obtida pelo Método de Massad (2015) aparece como referência.

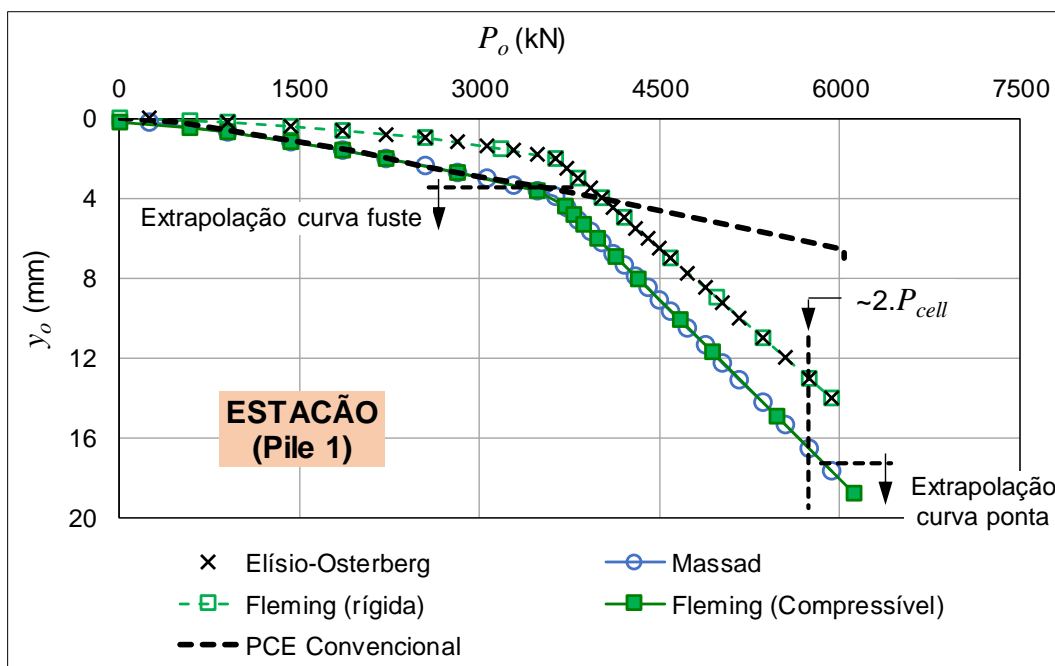


Figura 5.34 – Estação Pile 1: Curvas equivalentes do ensaio bidirecional, pelos métodos de Elísio-Osterberg, Massad e através das formulações de Fleming x Curva da prova de carga estática convencional.

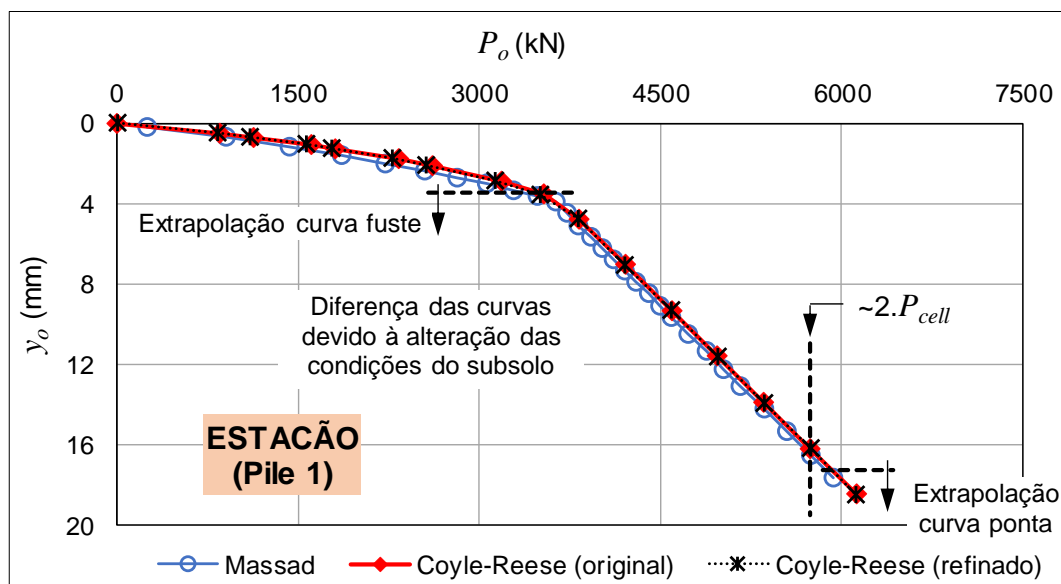


Figura 5.35 – Estação Pile 1: Aplicação do modelo de Coyle-Reese para obtenção da curva equivalente x Método de Massad.

Na Figura 5.34, também está indicada a curva de carregamento da PCE, executada previamente. Observa-se que esta praticamente coincidiu com as curvas equivalentes, para a hipótese de estaca compressível, até a carga aproximada do atrito lateral último do trecho do fuste ( $\sim 3000$  kN), que corresponde ao trecho da estaca imersa em solo e rocha muito alterada. As curvas se afastam após esta carga, devido à diferença de comportamentos do trecho abaixo da expancell em cada um dos ensaios, possivelmente devido à ruptura friável do contato estaca-rocha, levando a valores residuais de atrito durante o ensaio bidirecional.

## 5.5 OBRA E – ESTACAS HÉLICE EM SÃO PAULO

A obra estudada localiza-se na cidade de São Paulo, próxima ao rio Jurubatuba. Segundo o mapa geológico da Região Metropolitana de São Paulo, disponibilizado pela EMPLASA (1980), no local da obra ocorre um depósito quaternário, sobre solos residuais de micaxisto.

Foram executadas treze sondagens à percussão no local, indicadas na planta da Figura 5.36. As sondagens identificaram uma camada de aterro com até 3,5 m de espessura, sobre os depósitos aluvionares, constituídos por uma camada de argilas orgânicas siltosas com turfas, cinza escuras a pretas, com espessuras de 1 até 4m e índices SPT de 0/80 a 2/ 30 cm, sobre areias siltosas ou argilosas, com a presença de pedregulhos, tendo até 4 m de espessura. A partir das profundidades



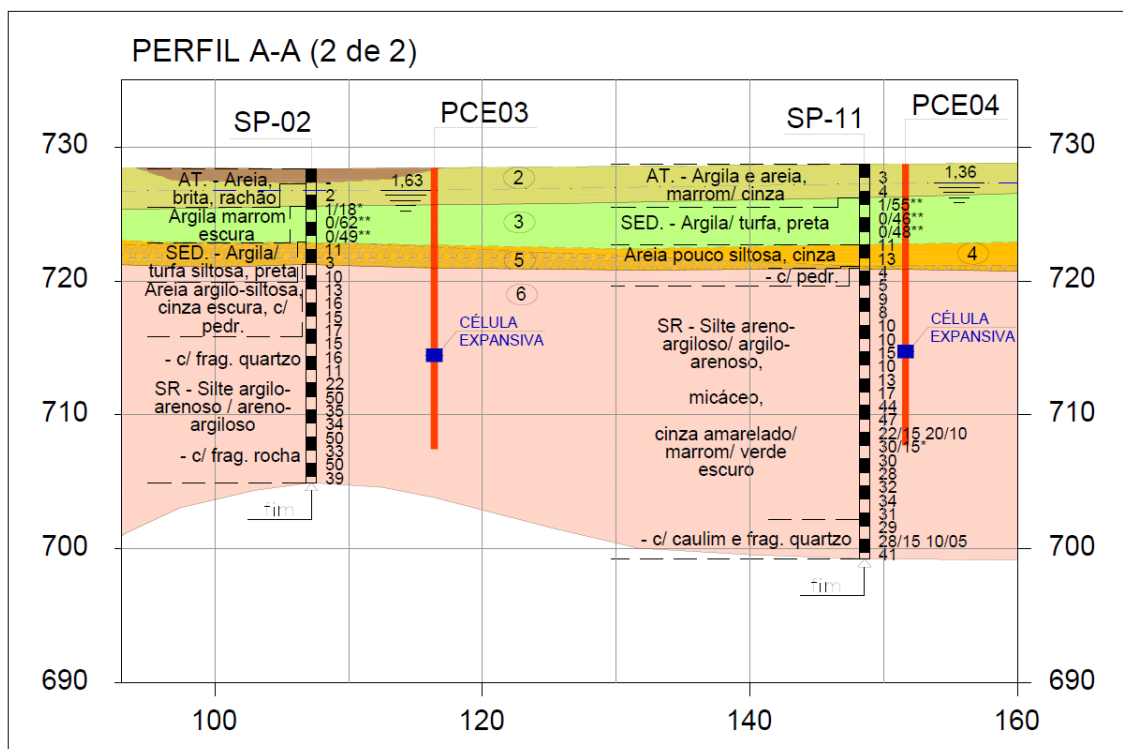


Figura 5.38 – Perfil geológico-geotécnico A-A, inferido a partir das sondagens, com indicação das estacas PCE03 e PCE04.

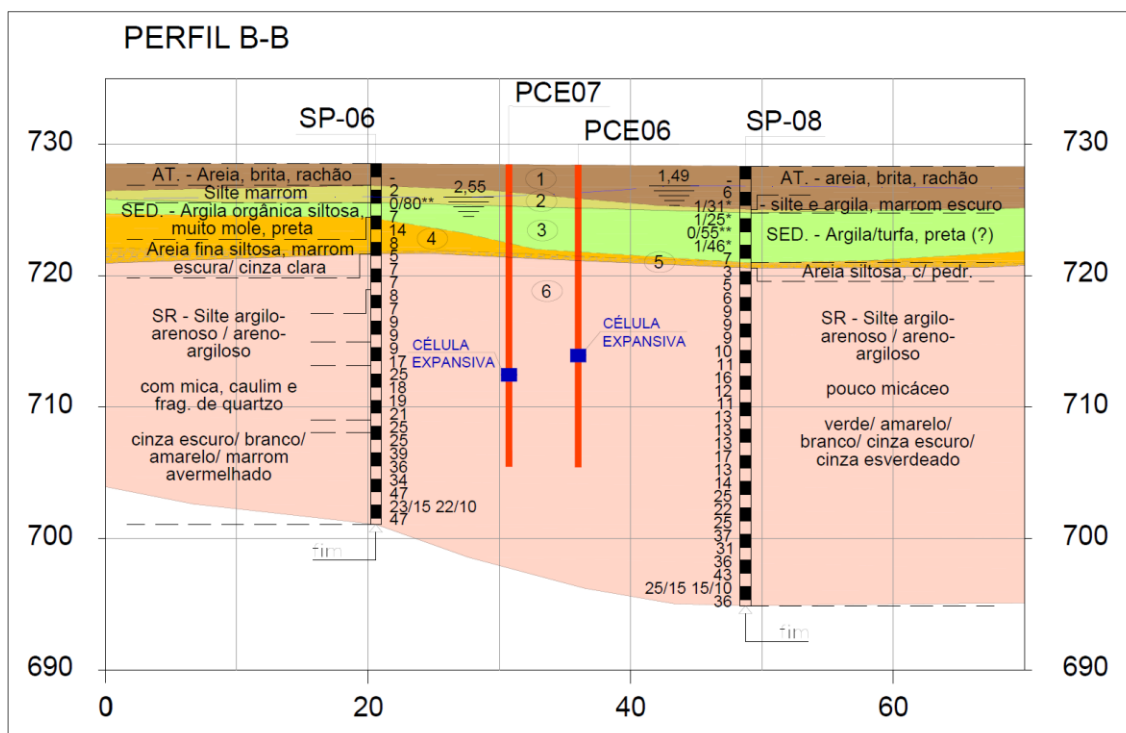


Figura 5.39 – Perfil geológico-geotécnico B-B, inferido a partir das sondagens, com indicação das estacas PCE06 e PCE07.

Na Figura 5.36, está apresentada a localização em planta das sondagens e das seis estacas ensaiadas, PCE03 a PCE08, com indicação dos perfis A-A e B-B. As Figuras 5.37 a 5.39 apresentam os perfis geológico-geotécnicos A-A e B-B, inferidos a partir das sondagens, e os perfis das estacas estudadas. Observa-se que as expancells foram instaladas nas profundidades de 14 a 16 m, ou seja, embutidas na camada de solos residuais.

O empreendimento em que as estacas foram executadas faz parte de um complexo residencial localizado na Zona Sul de São Paulo, próximo à Marginal Pinheiros. As estacas ensaiadas foram do tipo hélice contínua monitorada. Os diâmetros das estacas ensaiadas foram de 0,40, 0,50 e 0,60 m, com profundidades de execução variando de 19 a 25 m, conforme a Tabela 5.2.

As estacas foram executadas segundo as características especificadas pelo projeto estrutural, sendo: concreto com  $f_{ck} \geq 30$  MPa, consumo mínimo de cimento igual a 400 kg/m<sup>3</sup> e abatimento teórico de 220 +/- 30 mm. A execução das mesmas foi no período de julho de 2018 a 01 de agosto de 2018 e os ensaios foram executados após 13 a 15 dias de cura do concreto utilizado.

Além das estacas PCE03 a PCE08, também foram ensaiadas a PCE01 e a PCE02; entretanto, as curvas dos deslocamentos lidos, apesar de não terem ultrapassado 3 mm, apresentaram comportamentos anômalos, provavelmente devido a trânsito de maquinários da obra nas proximidades, durante a execução dos ensaios, sendo os resultados desconsiderados no estudo realizado.

#### ➤ Descrição dos Ensaios Bidirecionais com Medida Direta de $\Delta e$

Para a realização dos ensaios bidirecionais, aguardou-se o tempo de cura do concreto de, em média, 14 dias. Os deslocamentos da ponta foram medidos através de um *telltale* previamente instalado no fuste da estaca, engastado no prato inferior da célula expansiva. Os deslocamentos do fuste foram medidos através da leitura do movimento ascendente do topo da estaca e através de um *telltale* posicionado no prato superior da célula, fornecendo a medida direta do encurtamento elástico,  $\Delta e$ , pela diferença entre essas duas leituras.

Os ensaios foram do tipo com carregamento rápido, conforme o item 3.5.3 da norma NBR 12131 (ABNT, 2006), aplicando-se estágios iguais e sucessivos de aproximadamente 108,50 kN para as PCE03, PCE04, PCE06 e PCE07, 117,50 kN

para a PCE05 e 76,20 kN para a PCE08. As cargas foram transmitidas utilizando-se células expansivas com área interna de 452 cm<sup>2</sup>, para as estacas de 0,50 m de diâmetro, e 254 cm<sup>2</sup> para a estaca de 0,40 m de diâmetro, situadas no interior das estacas da obra, conforme indicado nas Figuras 5.37 a 5.39.

➤ Obtenção das Curvas Carga-Recalque Equivalentes por Quatro Métodos

Os resultados dos ensaios bidirecionais das estacas PCE03 a PCE08 estão apresentados, respectivamente, nas Figuras 5.40 a 5.45.

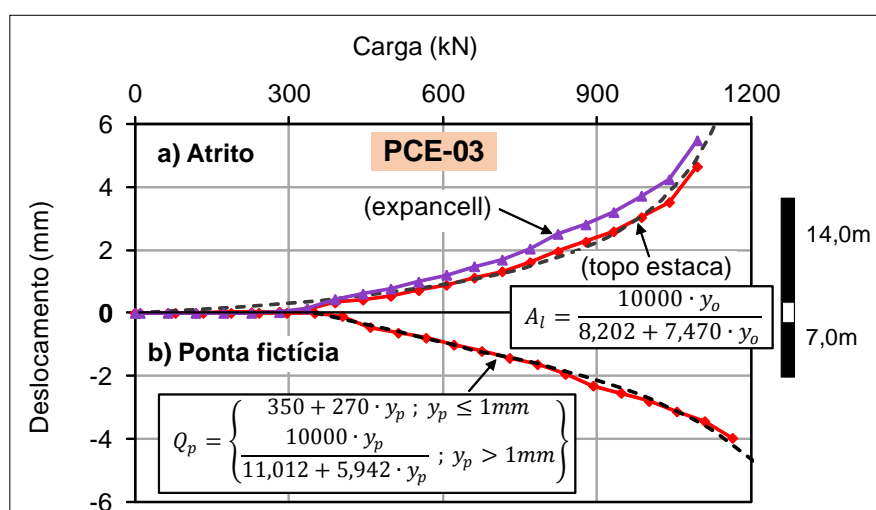


Figura 5.40 – Estaca PCE03: Resultados do ensaio bidirecional.

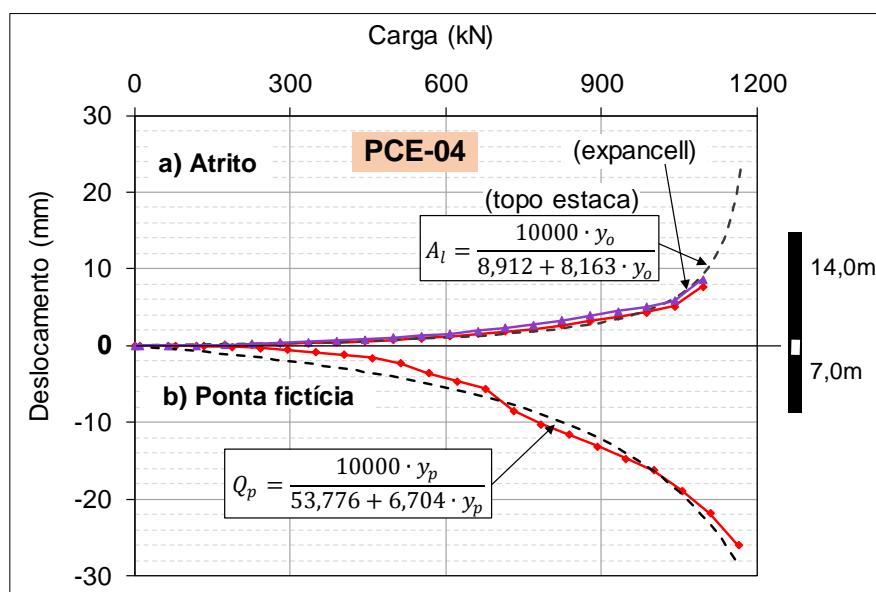


Figura 5.41 – Estaca PCE04: Resultados do ensaio bidirecional.

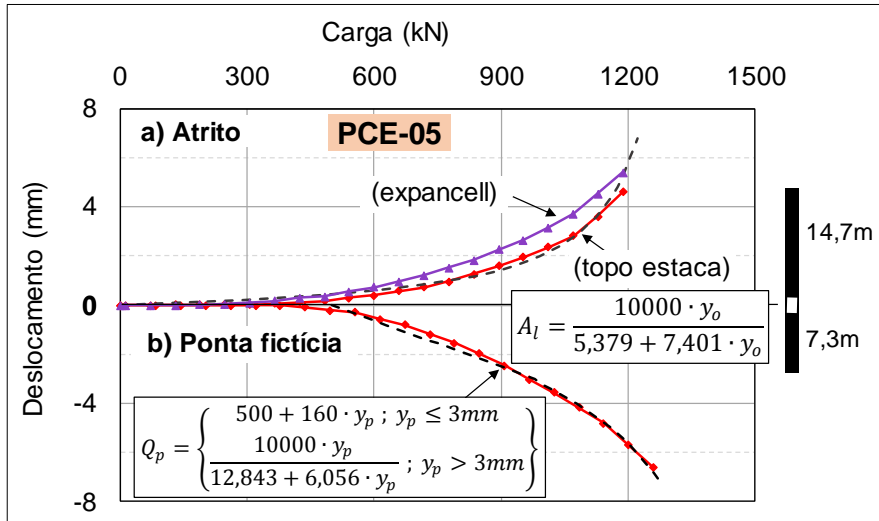


Figura 5.42 – Estaca PCE05: Resultados do ensaio bidirecional.

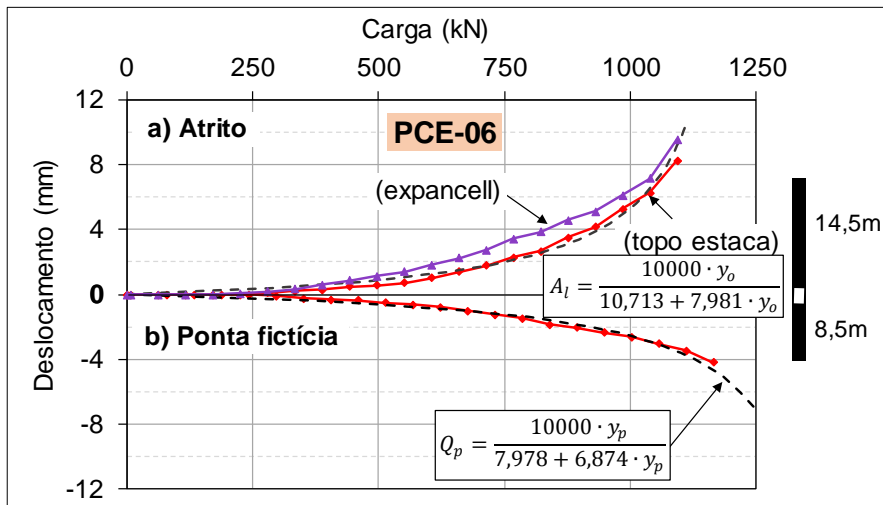


Figura 5.43 – Estaca PCE06: Resultados do ensaio bidirecional.

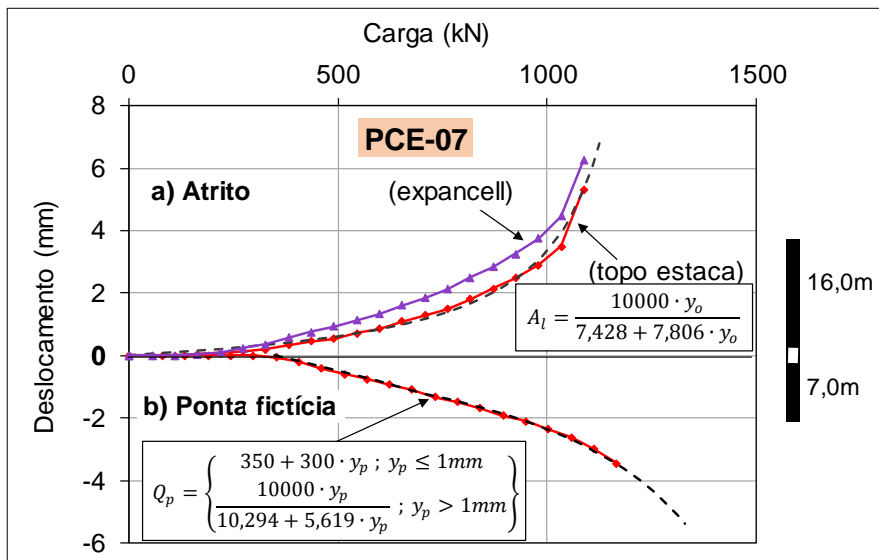


Figura 5.44 – Estaca PCE07: Resultados do ensaio bidirecional.



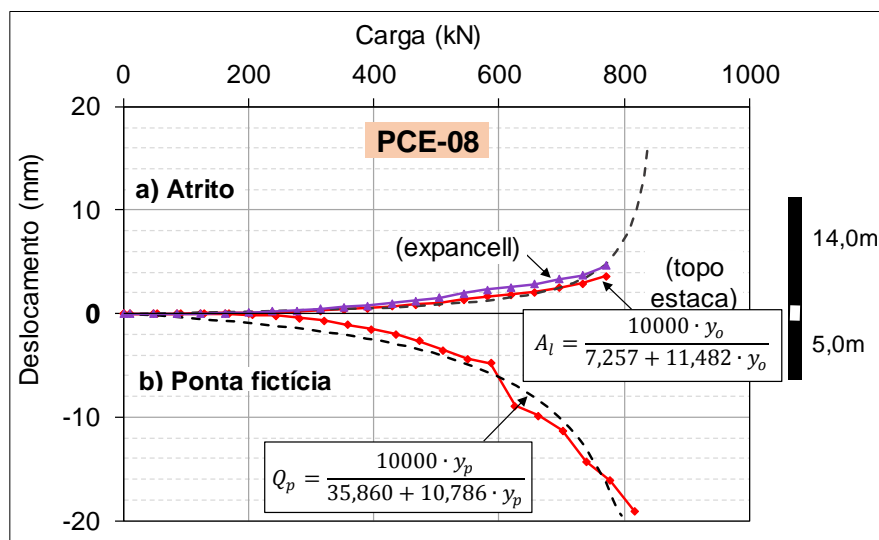


Figura 5.45 – Estaca PCE08: Resultados do ensaio bidirecional.

Nas Figuras 5.40 a 5.45, também são indicadas as curvas de aproximação matemática utilizadas na obtenção das curvas carga-recalque equivalentes. Para o trecho do fuste, curva ascendente, foi feito um ajuste com função hiperbólica do tipo  $A_l=f(y_o)$ ; sendo  $A_l$  o atrito lateral e  $y_o$ , o deslocamento medido no topo da estaca.

Para o trecho de ponta, observou-se um comportamento rígido-elástico para deslocamentos de 1 a 3 mm para as estacas PCE03, PCE05 e PCE07, conforme a 2ª Lei de Cambefort (1964), possivelmente associado à ocorrência de material mais competente sob a ponta. Para maiores deslocamentos, as curvas apresentaram um comportamento hiperbólico. Para as estacas PCE04, PCE06 e PCE08, o trecho de ponta apresentou comportamento hiperbólico.

A partir do Método de Chin (1970, 1971), fez-se a extrapolação das curvas hiperbólicas para a obtenção das cargas últimas, que foram de 10 a 25% maiores que as cargas máximas atingidas durante os ensaios realizados. Os valores também foram comparados com os resultados médios estimados por quatro métodos semiempíricos de capacidade de carga, que utilizam o SPT: o de Aoki e Velloso (1975), atualizado conforme Cintra e Aoki (2010), o de Décourt e Quaresma (1978), atualizado por Décourt (1982, 2016), o de Alonso (1996a; 1996b) e o de Antunes e Cabral (1996), conforme as Figuras 5.46 a 5.51.

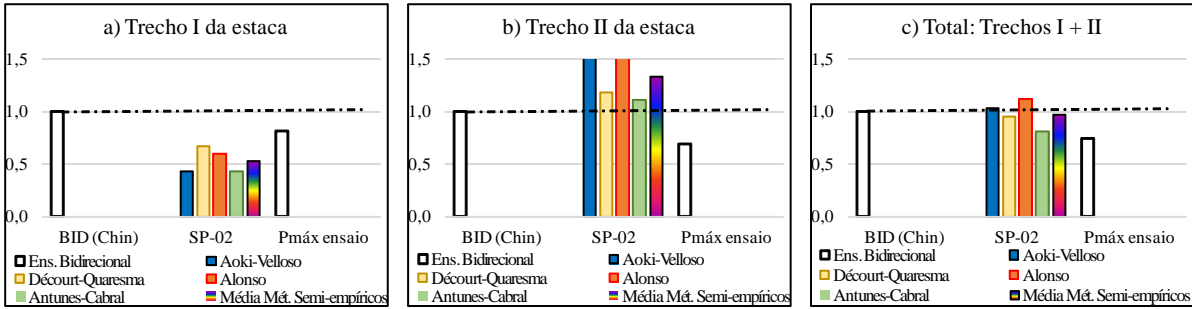


Figura 5.46 – Estaca PCE03: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.

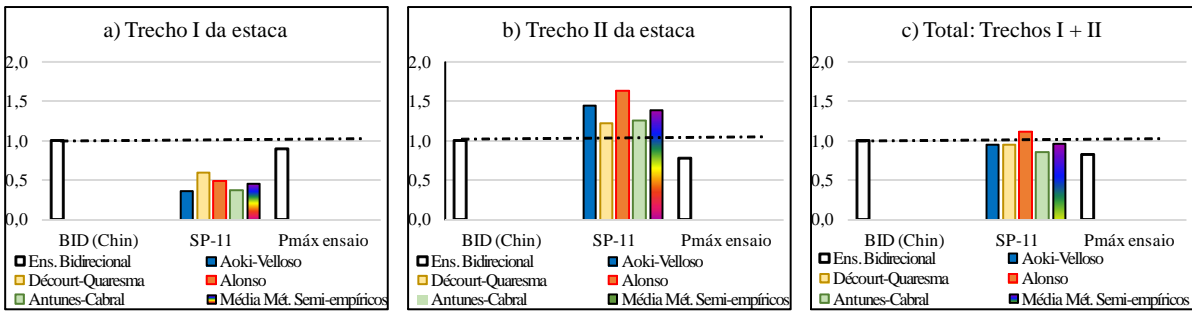


Figura 5.47 – Estaca PCE04: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.

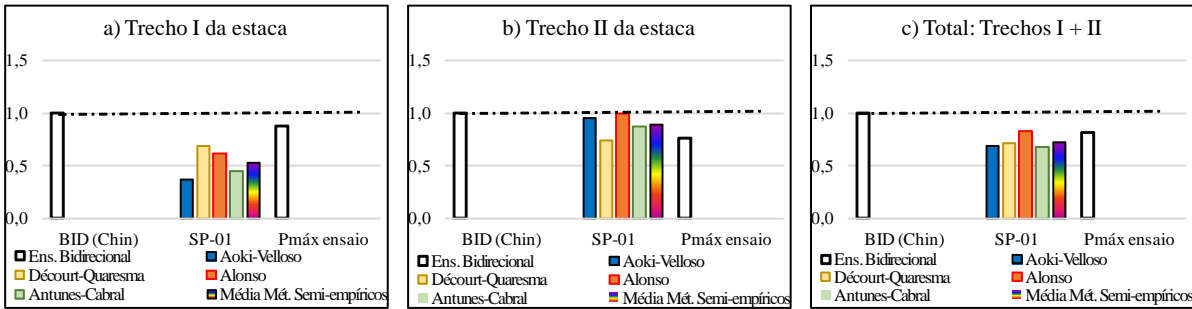


Figura 5.48 – Estaca PCE05: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.

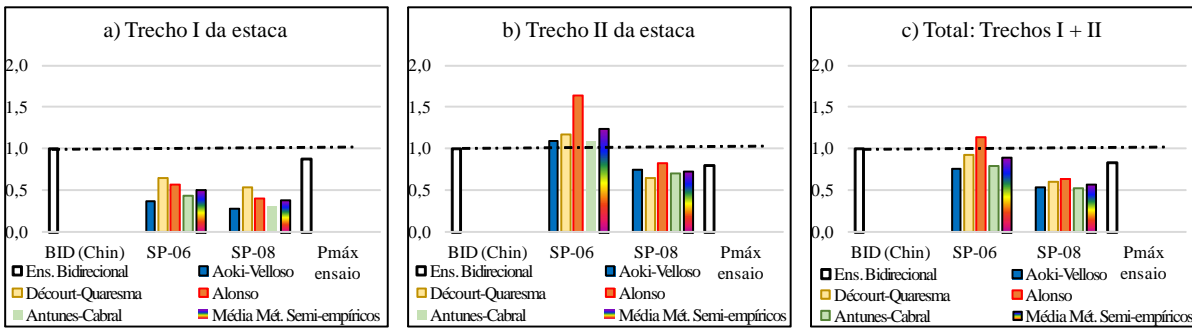


Figura 5.49 – Estaca PCE06: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.

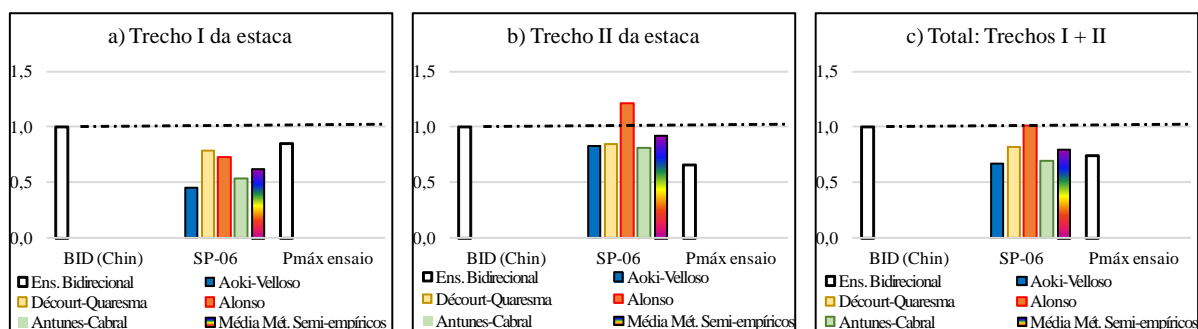


Figura 5.50 – Estaca PCE07: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.

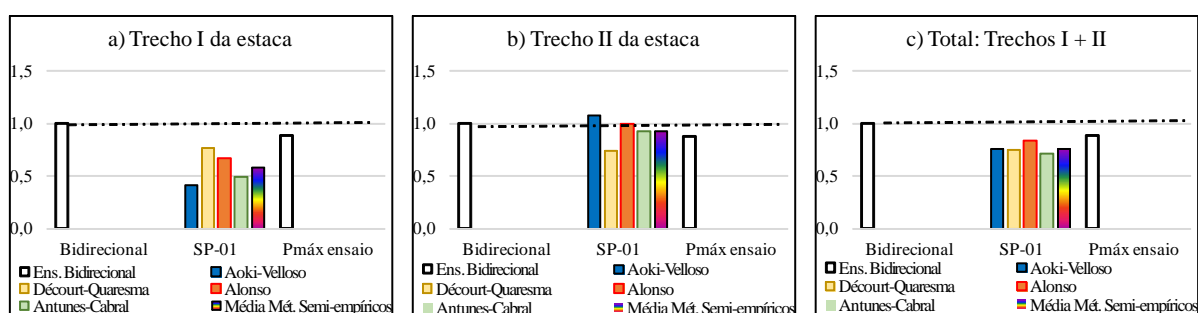


Figura 5.51 – Estaca PCE08: Estimativas de capacidade de carga, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional.

O atrito lateral último estimado com base nos ensaios foi, em média, da ordem de 1,9 vezes o atrito último calculado através dos métodos semiempíricos. Associa-se essa diferença à natureza dos métodos, que são conservadores, e à possível ocorrência de aumento de seção transversal da estaca na camada de argila mole e de solo residual de baixos índices SPT, de 3 a 6 golpes/ 30 cm. O atrito unitário último,  $f_{ult}$ , estimado pela curva do ensaio bidirecional, através do Método de Chin (1970, 1971) foi de 50 a 61 kPa, com média de 55 kPa, para todas as estacas. Pelos métodos semiempíricos, chegou-se a  $f_{ult} = 21$  a 34 kPa, com média de 29 kPa. O atrito lateral máximo atingido nos ensaios foi de  $f = 43$  a 51 kPa.

Ao considerar a carga última total da estaca, somando-se os trechos de fuste e ponta, no caso “ponta fictícia”, a média das cargas estimadas pelas extrapolações das curvas dos ensaios bidirecionais foi da ordem de 1,3 vezes a média das estimadas pelos métodos semiempíricos, os quais, portanto, apresentaram melhores resultados para estimativas em termos de cargas totais.

A partir dos resultados dos ensaios bidirecionais, foram obtidas as curvas carga-recalque equivalentes, simulando carregamento no topo, sendo as medidas de encurtamento elástico obtidas diretamente pela diferença entre os deslocamentos

lidos no topo da estaca e no topo da célula expansiva. Foram utilizados quatro métodos, descritos anteriormente:

a) Método de Elísio-Orterberg (SILVA, 1983; OSTERBERG, 1995);  
 b) Método de Massad (2015): para um deslocamento  $y'_p$  definido do topo, foram somadas as cargas de atrito lateral e de resistência de ponta, considerando a "ponta fictícia". O deslocamento  $y'_p$  foi corrigido pela relação entre  $c$  e  $c'$  e acrescentando-se a parcela referente à carga de ponta. Os coeficientes  $c'$  e  $c=I-c'$  foram definidos por duas maneiras:

b.i)  $c'$  variável: foi calculado o valor de  $c'$  para cada incremento de carga do ensaio, a partir do encurtamento elástico respectivo lido;

b.ii)  $c',eq.$ : foi definido um valor equivalente de  $c'$ , a partir do valor médio dos encurtamentos elásticos ocorridos em cada incremento, considerando os estágios com cargas acima da de trabalho. Critério semelhante foi adotado por Kim e Chung (2012) para avaliação dos encurtamentos elásticos;

c) Aplicação das formulações de Fleming (1992): para a condição real, estaca compressível, foi adicionado o encurtamento elástico estimado através do  $c=I-c'$  equivalente;

d) Método baseado no modelo de Coyle e Reese (1966), nas versões original e refinada: aplicou-se o método a partir da hipérbole de transladada a meia altura do fuste:  $A_I=f(y_f)$ . No método refinado, fez-se uma correção ao  $y_f$ . Utilizaram-se os coeficientes  $c'$  e  $c=I-c'$  equivalentes.

Os valores de  $M_s$  de Fleming (1992) para o trecho  $I$  de todas as estacas resultaram em, aproximadamente, 0,0015 a 0,0027, estando dentro da faixa sugerida pelo autor. Quanto ao módulo de elasticidade da ponta,  $E'_b$ , resultaram em, aproximadamente, 404 a 1544 MPa para ponta fictícia, sendo proporcionais aos comprimentos do trecho  $II$  (ver Tabela 5.2); exceto para a estaca PCE04, que resultou com o  $E'_b \cong 216$  MPa, podendo estar associado à alguma eventualidade durante sua execução.

As curvas equivalentes das estacas PCE03 a PCE08 estão apresentadas, respectivamente, nas Figuras 5.52 a 5.57.

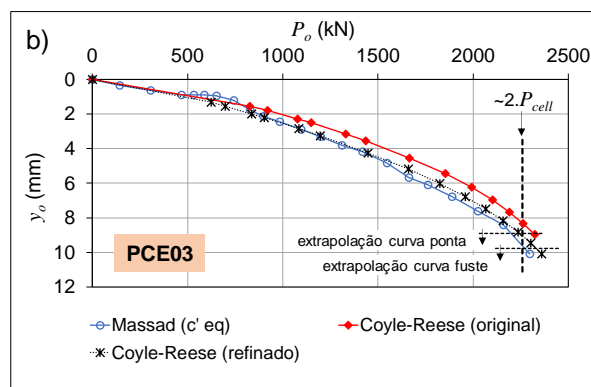
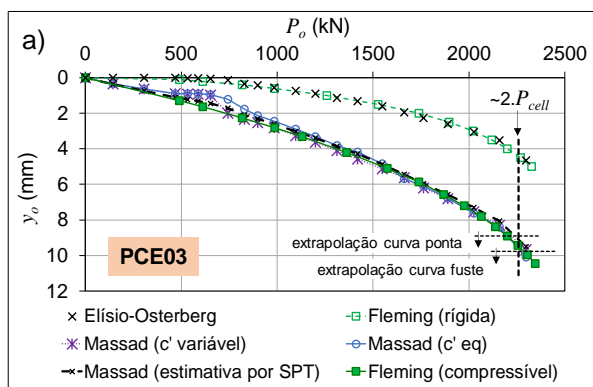


Figura 5.52 – Estaca PCE03: Curvas equivalentes.

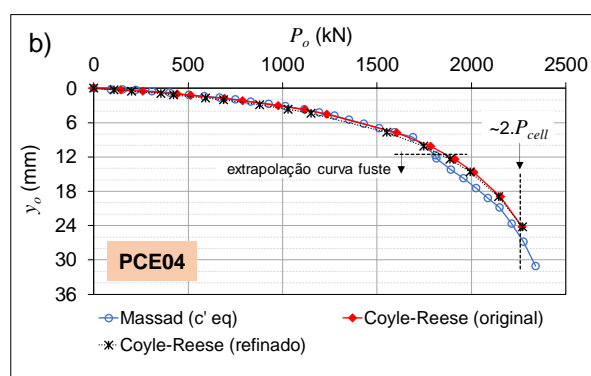
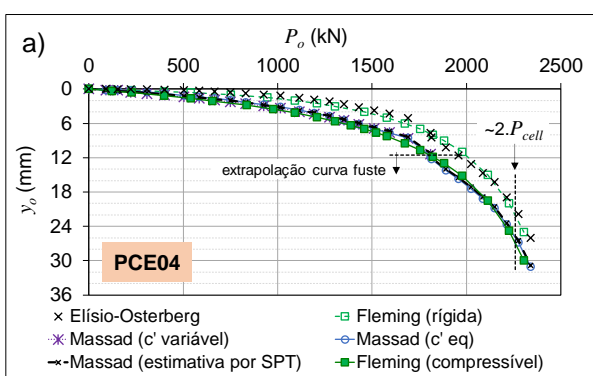


Figura 5.53 – Estaca PCE04: Curvas equivalentes.

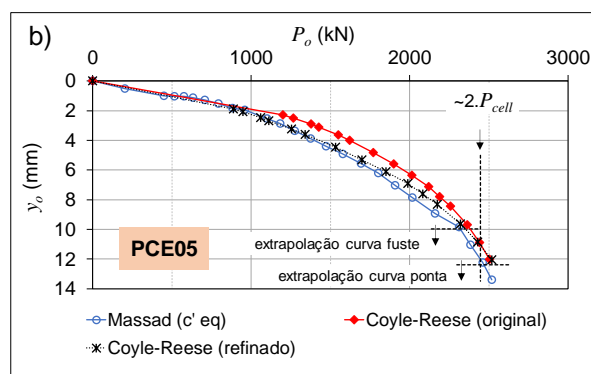
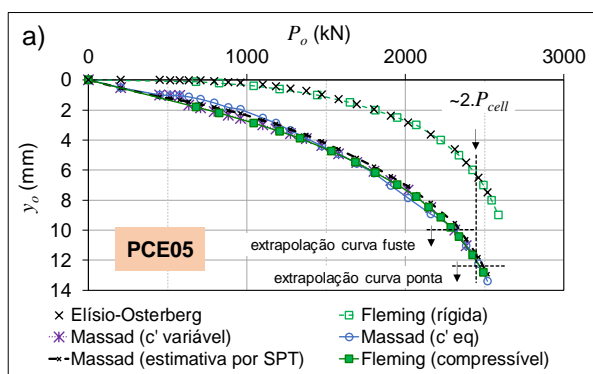


Figura 5.54 – Estaca PCE05: Curvas equivalentes.

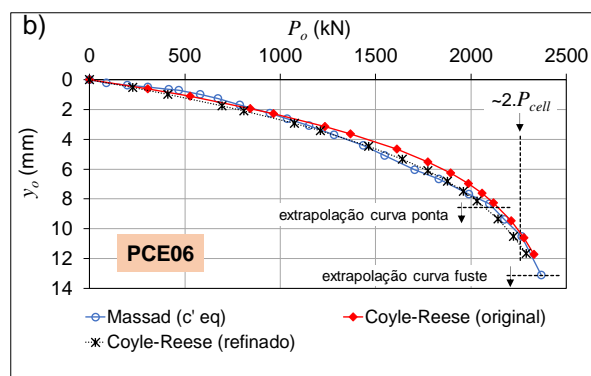
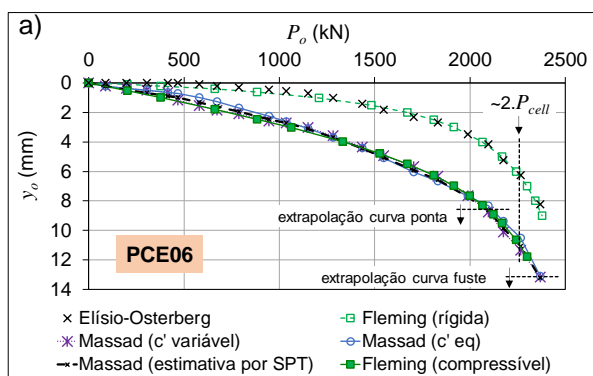


Figura 5.55 – Estaca PCE06: Curvas equivalentes.

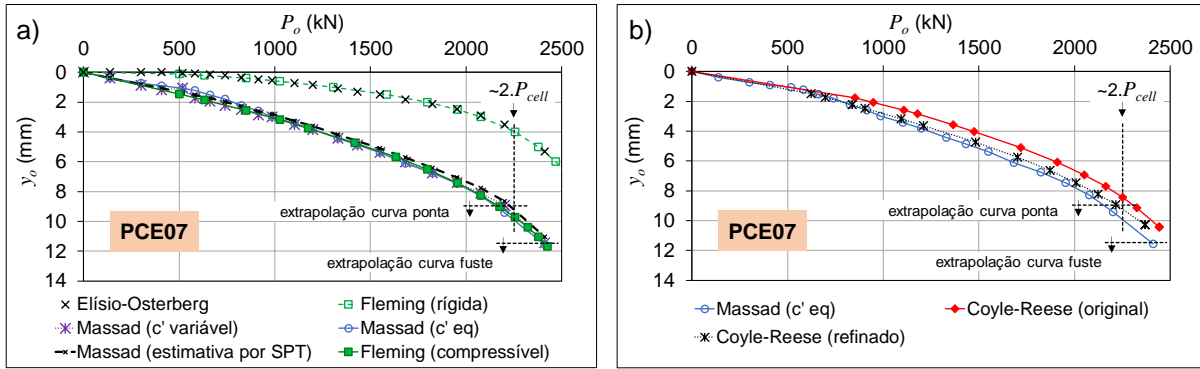


Figura 5.56 – Estaca PCE07: Curvas equivalentes.

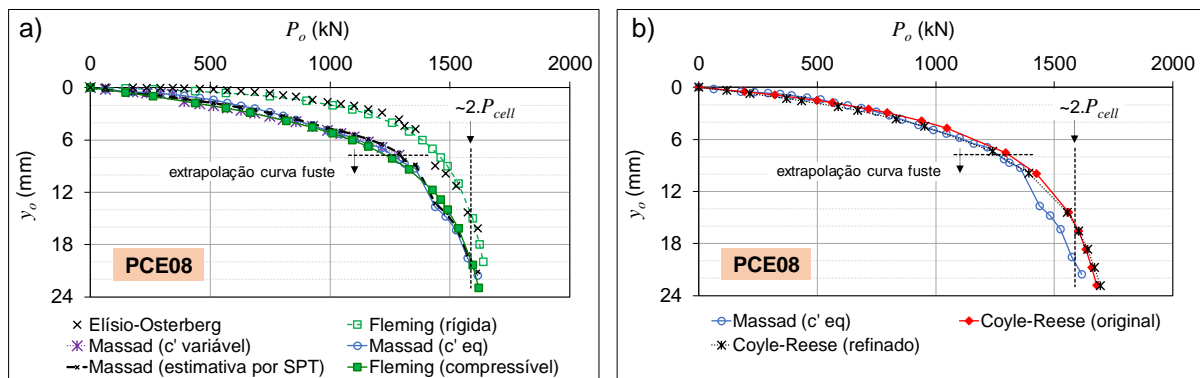


Figura 5.57 – Estaca PCE08: Curvas equivalentes.

Nas Figuras 5.52 a 5.57, também foi indicada, para comparação, a curva equivalente obtida pelo Método de Massad (2015) através da determinação aproximada de  $c'=I-c$ , por estimativas pelo SPT de  $f_{ult}$ , tomando-se as médias obtidas através dos quatro métodos semiempíricos citados, com uso da sondagem mais próxima, conforme a Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Resultados de  $c$  e  $c'=I-c$ : estimados através da distribuição de  $f_{ult}$  por métodos semiempíricos; e equivalentes de medidas diretas do ensaio bidirecional.

Estaca	Sondagem	Medida direta do BID ** (referência)		Estimativa através do SPT		Erro relativo de $c$ do SPT	Erro relativo de $c'$ do SPT
		$c = I-(c',eq)$	$c',eq$	$c$ do SPT *	$c' = I-(c$ do SPT)		
PCE03	SP-02	0,74	0,26	0,64	0,36	-13%	37%
PCE04	SP-11	0,70	0,30	0,61	0,39	-13%	29%
PCE05	SP-01	0,74	0,26	0,61	0,39	-18%	52%
PCE06	SP-06; SP-08	0,53	0,47	0,57	0,43	7%	-8%
PCE07	SP-06	0,72	0,28	0,59	0,41	-19%	48%
PCE08	SP-01	0,72	0,28	0,59	0,41	-18%	47%

\* Valores médios dos coeficientes  $c$  obtidos através de  $f_{ult}$  estimados pelos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Alonso e Antunes-Cabral.

\*\* BID: Ensaio bidirecional.

A Tabela 5.3 indica que os coeficientes  $c$  de Leonards e Lovell (1979), estimados com uso dos métodos semiempíricos, apresentaram erros relativos de 7 a 19% em relação aos valores de  $c$  obtidos através de  $c'$  equivalentes de medidas diretas. Tendo  $c' = 1 - c$ , os erros relativos de  $c'$  estimados através do SPT, em relação aos valores de  $c'$  equivalentes (medida direta) resultaram, aproximadamente, de 10 a 50%.

Observa-se que as curvas equivalentes (Figuras 5.52 a 5.57) obtidas através dos métodos que consideram a compressibilidade da estaca resultaram próximas ou mesmo aderentes entre si. Para a hipótese de estaca infinitamente rígida, considerada no Método de Elísio-Osterberg (SILVA, 1993; OSTERBERG, 1995), os deslocamentos equivalentes no topo resultaram até 6 mm menores, em relação à hipótese de estaca compressível.

Ademais, as curvas equivalentes obtidas utilizando-se  $c'$  estimado com base em valores de  $f_{ult}$  dados por métodos semiempíricos, portanto com base no SPT, foram semelhantes às curvas que utilizaram os valores de encurtamento elástico medido diretamente no ensaio, apesar da diferença dos valores entre  $c'$  estimado e  $c'$  equivalente apresentada anteriormente.

➤ Estudo de sensibilidade:  $y_0$  versus  $c = 1 - c'$

Como se obtiveram erros relativos de até 19% e 52% (Tabela 5.3), respectivamente, para os coeficientes  $c$  e  $c'$  estimados através do SPT, em relação aos obtidos diretamente através do ensaio bidirecional, foram feitas análises paramétricas para avaliar a sensibilidade do deslocamento resultante no topo da estaca, na curva equivalente, em função dos valores de  $c$  e  $c' = 1 - c$ . Para cada estaca da obra, variaram-se os coeficientes  $c$  e  $c' = 1 - c$  conforme a Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Valores adotados para os coeficientes de  $c$  e  $c'$  no estudo de sensibilidade.

	Análise 1	Análise 2	Análise 3	Análise 4
$c$ :	0,50	0,75	0,90	1,00
$c'$ :	0,50	0,25	0,10	0,00

As curvas resultantes das análises estão apresentadas nas Figuras 5.58 a 5.60.

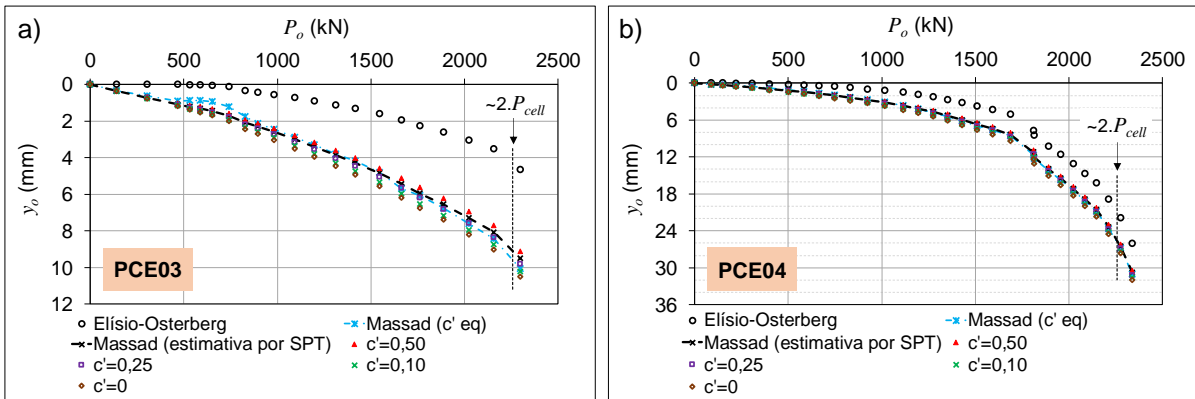


Figura 5.58 – Análises paramétricas para a avaliação da sensibilidade de  $y_o$ , estimado através do ensaio bidirecional, em função de  $c' = I - c$ . a) Estaca PCE03; b) Estaca PCE04.

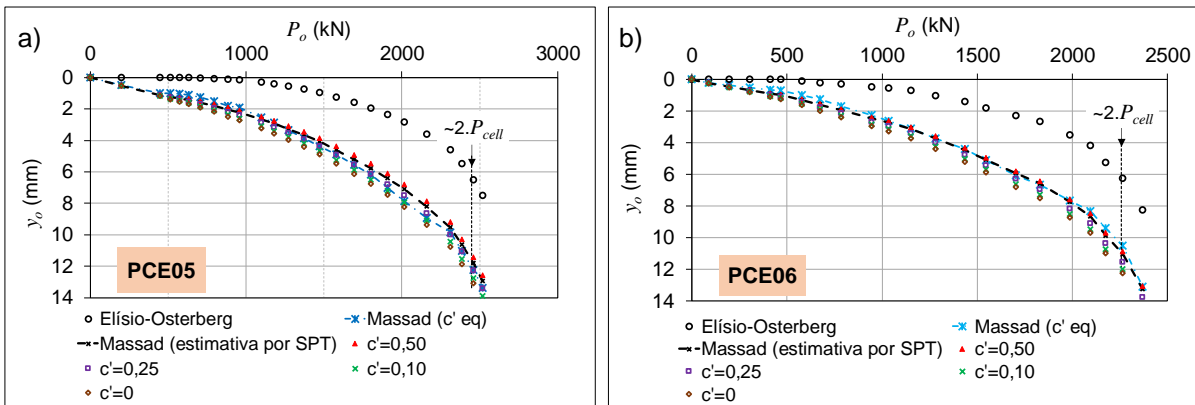


Figura 5.59 – Análises paramétricas para a avaliação da sensibilidade de  $y_o$ , estimado através do ensaio bidirecional, em função de  $c' = I - c$ . a) Estaca PCE05; b) Estaca PCE06.

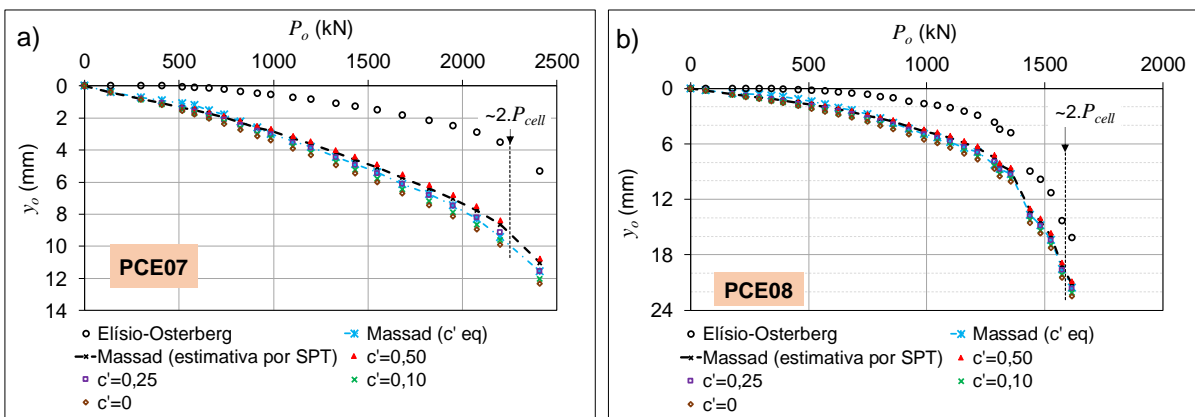


Figura 5.60 – Análises paramétricas para a avaliação da sensibilidade de  $y_o$ , estimado através do ensaio bidirecional, em função de  $c' = I - c$ . a) Estaca PCE07; b) Estaca PCE08.



Nota-se que as curvas equivalentes obtidas considerando a compressibilidade da estaca resultaram próximas, independentemente dos valores de  $c$  e  $c'$  adotados para as estimativas de encurtamento elástico. Para as cargas máximas de ensaio ( $\sim 2.P_{cell}$ ), os erros relativos dos deslocamentos estimados nas análises paramétricas, em relação aos obtidos utilizando-se o  $c',eq$  (medida direta do ensaio bidirecional), foram de 0% a 17%, sendo em média de 5%. Considerando os valores de  $c' = 0,5$  e  $0,0$ , que são os valores extremos no limite, os deslocamentos resultaram com a diferença máxima de 17% entre si.

Entretanto, ao se adotar a hipótese de estaca infinitamente rígida, os deslocamentos resultam relativamente menores, sendo contra a segurança. Para  $\sim 2.P_{cell}$ , os deslocamentos resultaram de 19% a 60% menores que os obtidos utilizando-se  $c$  e  $c'$  equivalentes.

Massad (2015) apresentou uma análise de sensibilidade para um estação executado no rio Mississippi, EUA, considerando as hipóteses tanto de estaca infinitamente rígida, quanto compressível, sendo, para esta, adotados  $c' = 0,50$ ;  $0,25$  e  $0,10$ . Os resultados apresentaram a mesma tendência que os do presente trabalho. Portanto, observa-se que é importante considerar a compressibilidade da estaca nas análises, porém, os valores de  $c$  e  $c'$  a serem adotados, em geral, têm baixa influência nos resultados.

#### ➤ Conclusões sobre a Obra E

Observou-se que os métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga utilizados forneceram resultados relativamente conservadores em termos de atrito lateral, porém coerentes quando consideradas as cargas totais últimas das estacas.

As curvas equivalentes foram obtidas através do “Método Tradicional” e de três métodos que consideram a compressibilidade da estaca. As curvas resultam mais precisas quando se consideram as medições do encurtamento elástico do fuste ocorrido no ensaio, disponíveis nas estacas desta obra. Por sua vez, as medidas de encurtamento elástico foram consideradas de duas maneiras: a primeira considerando o  $c'$  variável, em função da carga no fuste, e a segunda adotando-se

$c',eq$ , sendo um valor médio equivalente para todas as medidas feitas, resultando em curvas praticamente aderentes entre si.

Verificou-se que a consideração do encurtamento elástico através de  $c'$  de Massad (2015), estimado pela distribuição do atrito unitário último dada por métodos semiempíricos com base no SPT, resultou em curvas equivalentes semelhantes às primeiras, apesar dos erros relativos de, aproximadamente, 10 a 50% de  $c'$  estimado em relação a  $c',eq$ . Em função dessas diferenças, fizeram-se análises paramétricas para analisar a sensibilidade de  $y_o$  da curva equivalente, estimado através dos métodos citados, adotando-se valores de  $c' = 0,50; 0,25, 0,10$  e nulo, observando que as diferenças, em geral, foram mínimas (de 0% a 17%), em relação a  $y_o$  estimado com uso de  $c',eq$ , para a carga de  $\sim 2.P_{cell}$ . Entretanto, na hipótese de estaca infinitamente rígida, as diferenças atingem até 60%.

Portanto, sugere-se sempre considerar a hipótese de estaca compressível nas análises. Para a obtenção de  $c$  e  $c'$ , entende-se que se pode utilizar a metodologia e os critérios que melhor convierem, uma vez que sua influência nos resultados deverá ser pequena. Porém, recomenda-se o critério de Massad (2015), que resulta no valor mais realista possível: a princípio,  $c'$  deve ser obtido através de medidas diretas, quando há leituras de deslocamentos no topo ambos da estaca e da expancell; caso contrário, devem-se utilizar estimativas de atrito unitário ao longo do fuste através de métodos semiempíricos baseados no SPT.

## 5.6 ANÁLISE GERAL DOS RESULTADOS

As curvas carga-recalque do fuste obtidas através do ensaio bidirecional apresentaram comportamento do tipo hiperbólico, conforme idealizado por Fleming (1992). A ponta fictícia, por sua vez, apresentou comportamento hiperbólico em sete das doze estacas, e do tipo rígido-elástico de Cambefort (1964) em duas estacas: PC-02 da Obra C e Pile 1 da Obra D. Este comportamento ocorreu onde houve menor contribuição do atrito unitário no trecho abaixo da expancell, sendo a curva condicionada pelo comportamento da ponta da estaca escavada.

Para as estacas PCE03, PCE05 e PCE07, observou-se para o trecho de ponta, inicialmente, um comportamento rígido-elástico conforme a 2ª Lei de

Cambefort (1964), possivelmente associado à ocorrência de material mais competente sob a ponta. O início dos deslocamentos se deu para cargas algo maiores, apresentando um comportamento hiperbólico a partir de então.

O atrito lateral último das estacas foi obtido por extrapolação da curva do fuste através do Método de Chin (1970, 1971), exceto para a “Pile 1”, Obra D (Figura 5.33), em que se utilizou o Método de Décourt-Quaresma (1978), uma vez que os deslocamentos lidos do fuste foram pequenos, não sendo possível extrapolá-los para a obtenção da carga última. Os valores de  $A_{l,ult}$  estimados encontram-se na Tabela 5.5.

Nos casos do estacão E-244, Obra A (Figura 5.9) e da estaca ômega PC-02, Obra C (Figura 5.24), ocorreu a ruptura do fuste. Como os atritos laterais últimos estimados foram próximos às cargas máximas dos ensaios, mantiveram-se, para  $A_{l,ult}$ , os valores estimados.

Tabela 5.5. Atrito lateral máximo do ensaio bidirecional ( $A_l$  ensaio) e atrito lateral último estimado ( $A_{l,ult}$ ).

Obra	Estaca	Tipo	$D$ (m)	$L_I$ (m)	$A_l$ ensaio * (kN)	$A_{l,ult}$ ** (kN)
A	E-106	Estacão	0,80	10,1	809	855
	E-244	Estacão	0,70	14,5	1659 ***	1660
B	E-B3	Raiz	0,50 / 0,40	10,5	1218	1394
C	PC-02	Ômega	0,70	8,5	931 ***	1000
	PC-07	Ômega	0,70	7,2	761	1000
D	Pile 1	Estacão	0,80	9,5	2807	3000
	PCE03	Hélice	0,50	14,0	1095	1339
	PCE04	Hélice	0,50	14,0	1095	1225
	PCE05	Hélice	0,50	14,7	1187	1351
	PCE06	Hélice	0,50	14,5	1093	1253
	PCE07	Hélice	0,50	16,0	1087	1281
	PCE08	Hélice	0,40	14,0	772	871

\* Atrito lateral máximo atingido durante o ensaio bidirecional; \*\* Atrito lateral último estimado (valores aproximados). - Ambos referem-se ao trecho acima da expancell ( $L_I$ ).

\*\*\* Corresponde à carga última (rompeu durante o ensaio bidirecional).

Observou-se a aderência entre as curvas equivalentes obtidas através de todos os métodos empregados, principalmente para a mesma hipótese de compressibilidade da estaca. No caso das estacas ômeegas PC-02 e PC-07 (Obra C), incluiu-se o Método de Fellenius (2014a), também resultando em curvas semelhantes às demais. Destacam-se os dois métodos propostos na presente

pesquisa: a aplicação das formulações de Fleming (1992) e o uso do Modelo de Coyle e Reese (1966), cuja aplicação é inovadora para ensaios bidirecionais.

O método com base no Modelo de Coyle e Reese (1966) foi proposto em Dada e Massad (2018c), sendo apresentado um refinamento no Item 4.2.1 do presente trabalho. Os deslocamentos obtidos na curva equivalente através do método refinado resultaram iguais ou até no máximo 0,9 mm maiores que os estimados pelo método originalmente proposto, para a carga máxima do ensaio, observando que as diferenças foram mínimas.

Para a estaca E-B3, cuja seção transversal é variável ao longo do fuste, foi possível considerar esta variação diretamente no método de cálculo baseado em Coyle e Reese (1966). Para a aplicação dos outros métodos, foi necessário introduzir parâmetros equivalentes para o diâmetro e módulo de elasticidade da estaca.

Para considerar a compressibilidade das estacas, foram adotados os coeficientes  $c$  (Leonards e Lovell, 1979), para carregamentos axiais feitos a partir do topo da estaca, e  $c' = 1 - c$  (Massad, 2015), para carregamentos de baixo para cima, sendo estimados com base nos valores de SPT. Na Obra E, os coeficientes  $c'$  foram obtidos diretamente, através da medida dos encurtamentos elásticos, sendo feita a estimativa através do SPT para comparação.

A fim de analisar a sensibilidade dos valores obtidos para os deslocamentos na curva equivalente, em função de  $c$  e  $c'$  adotados, foram feitas análises paramétricas para as estacas hélice contínua da Obra E, pois foram feitas medidas de encurtamento e, também, apresentaram maiores diferenças entre as estimativas considerando estaca rígida ou compressível. Observou-se que, admitindo-se a hipótese de estaca compressível, os deslocamentos estimados variaram pouco entre si, independentemente dos valores de  $c$  e  $c'$  adotados (variação de 5%, em média, em relação ao deslocamento obtido através de medida direta do encurtamento elástico). Entretanto, ao adotar a hipótese de estaca infinitamente rígida, os deslocamentos resultaram até 60% inferiores aos da estaca compressível.

Por fim, os dois casos em que foram executados mais de um ensaio na mesma estaca (E-B3 da Obra B e Pile 1 da Obra D) merecem uma observação à parte. Notou-se que a execução de um ensaio em uma estaca altera seu comportamento e, portanto, a realização de um segundo ensaio na mesma estaca

leva a resultados diferentes. No caso da estaca E-B3, a validação da interpretação foi possível através do uso do modelo de Coyle e Reese (1966). Devido a isso, muitas vezes o projetista não consegue obter resultados conclusivos. Para fins comparativos, sugere-se a execução de ensaios em estacas próximas, sendo mais facilmente interpretáveis.



## CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES

As conclusões obtidas através da presente pesquisa foram inúmeras. Apresentam-se, neste Capítulo, as que se julgam principais para a contribuição no que diz respeito ao ensaio bidirecional e a provas de carga em geral. Posteriormente, são apresentadas sugestões para pesquisas futuras.

### 6.1 SOBRE AS TÉCNICAS EXECUTIVAS E OS DADOS OBTIDOS NO ENSAIO

No ensaio bidirecional, para obter a carga aplicada no trecho *I* (fuste), usualmente se subtrai o peso submerso da estaca da carga da expancell. Para a ponta, não há um consenso. Para tanto, remeteu-se à teoria da expansão de cavidade cilíndrica, usada na interpretação do piezocone. Deste modo, para a obtenção da carga aplicada no trecho *II* (ponta), a pressão neutra no nível da célula deve ser somada à força aplicada pela expancell.

No caso da interrupção prematura do ensaio, para a extrapolação das curvas carga-deslocamento do fuste e ponta, devem-se buscar modelos de previsão matemática que melhor se ajustem e expliquem o comportamento da estaca em análise. Para as estacas estudadas, os modelos mais adequados foram o hiperbólico (FLEMING, 1992), para o fuste e a ponta, ou o modelo rígido-elástico de Cambefort (1964) para a ponta. As extrapolações devem ser limitadas por valores obtidos através de métodos semiempíricos adequados ao tipo de estaca e local, principalmente se a curva do ensaio tiver se mantido no trecho pseudoelástico.

Os marcos de extrapolação na curva equivalente para carregamentos no topo são a carga máxima atingida no ensaio, que é, aproximadamente, duas vezes a carga máxima aplicada pela expancell, e os deslocamentos máximos lidos no ensaio, tanto para o fuste, quanto para a ponta, corrigidos para simulação de carga aplicada no topo, considerando a compressibilidade da estaca.

Caso a estaca submetida ao ensaio bidirecional seja embutida em rocha, estando a expancell abaixo do nível do topo rochoso, a carga inicial necessária para romper seu selo resulta elevada. Conjectura-se que esta possa ocasionar a ruptura frágil do contato concreto-rocha, levando o atrito lateral a valores residuais. Os

resultados de resistência do ensaio, portanto, são subestimados. Esta hipótese foi admitida com base no estudo de caso da Obra D, apresentado no Item 5.4.

## **6.2 SOBRE OS MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO**

Na presente pesquisa, propuseram-se dois novos métodos para a obtenção da curva carga-recalque equivalente, simulando carregamentos no topo da estaca: a aplicação das formulações de Fleming (1992) e o uso do Modelo de Coyle-Reese (1966), este de maneira inovadora. No primeiro método, destacam-se as vantagens de ser um método rigoroso e de simples uso. No segundo, ressalta-se a possibilidade de introduzir parâmetros variáveis como o diâmetro (em estacas raiz, por exemplo) e o módulo de elasticidade da estaca.

## **6.3 SOBRE OS RESULTADOS DOS ESTUDOS DE CASOS**

Foram estudadas doze estacas de obras executadas do Brasil, sendo três estações (Obras A e D), uma estaca raiz (Obra B), duas ômeças (Obra C) e seis hélice contínua (Obra E).

Para todas as estacas, foi possível obter o atrito lateral último por extrapolação da curva hiperbólica, exceto para a “Pile 1” (Obra D), que apresentou deslocamentos do fuste muito pequenos, recorrendo-se a estimativas por método semiempírico. Duas estacas apresentaram ruptura do fuste, sendo que os atritos últimos obtidos no ensaio foram próximos aos estimados.

Para a obtenção das curvas carga-recalque equivalentes a carregamentos no topo da estaca, utilizaram-se os métodos de Elísio-Osterberg (SILVA, 1983; OSTERBERG, 1995), Massad (2015) e os dois novos métodos citados no Item 6.2 anterior. Observou-se a aderência entre as curvas equivalentes obtidas através de todos os métodos empregados, principalmente para a mesma hipótese de compressibilidade da estaca. Nas obras em que se dispunha de informações adicionais, os dados também convergiram, a saber: resultados de ensaio dinâmico na estaca raiz da Obra B, prova de carga estática no estação da Obra D e estimativas das curvas equivalentes das estacas ômega na Obra C por Fellenius (2014a).



Os encurtamentos elásticos ocorridos durante os ensaios foram estimados através do coeficiente  $c'$  de Massad (2015), correlato de  $c$  de Leonards e Lovell (1979). Estes coeficientes, por sua vez, foram obtidos de maneira direta para as estacas hélice da Obra E, em que se fizeram leituras de deslocamento tanto no topo da estaca, quanto no topo da célula. Para as outras estacas, foram obtidos pelo uso de estimativas de atrito lateral unitário último, através de métodos semiempíricos com base no SPT.

Observou-se que as variabilidades de  $c$  e  $c'$  pouco influenciaram nos deslocamentos da curva equivalente. Para a faixa de variação de  $c'=0$  a 0,5, os deslocamentos estimados apresentaram diferença máxima de 17%, para as estacas da Obra E. Para as estacas das outras obras, que apresentaram, em geral, maior proximidade entre as curvas equivalentes para as hipóteses de estaca rígida e compressível, a variação foi ainda menor, exceto para a estaca raiz da Obra B, que foi da mesma ordem de grandeza. Entretanto, observou-se que, em se admitir a hipótese de estaca infinitamente rígida, os deslocamentos resultaram de 20 a 60% menores, sendo importante considerar a compressibilidade.

## 6.4 SOBRE O ALÍVIO DE TENSÕES NA PONTA DA ESTACA

Primeiramente, fez-se a avaliação deste tipo de efeito para carregamentos a partir do topo. O acréscimo de carga na ponta devido ao atrito lateral depende da distribuição de cargas entre o fuste e a ponta. Para estacas de atrito, esse acréscimo é tão maior quanto menor for a relação de esbeltez ( $L/r$ ). Para as estacas estudadas, o acréscimo resultou, em geral, inferior a 4% da carga de ponta, equivalendo a, no máximo, 1% da carga total da estaca.

No ensaio bidirecional, a razão entre o atrito lateral e a carga de ponta, considerando-se a “ponta fictícia”, é aproximadamente igual a 1,0. O alívio de carga na ponta, devido ao levantamento do fuste, é tão maior quanto menor for a relação  $L_1/r$ . Para a maioria das estacas estudadas, que tinham  $L_1/r \geq 30$ , a porcentagem de alívio resultou em, no máximo, 2% em relação à carga de ponta resultante do ensaio.

Nota-se que as estimativas foram feitas considerando o meio elástico ideal. Usualmente, admite-se o modelo linear-elástico para até cargas próximas a de

trabalho. Porém, nas análises, foram consideradas as cargas máximas de ensaio a fim de evitar extrapolações.

## 6.5 SOBRE DIFERENTES TIPOS DE ENSAIOS NA MESMA ESTACA

Em dois casos estudados, as estacas foram submetidas a outro ensaio além do bidirecional: a raiz E-B3 (Obra B) foi submetida, posteriormente, a um ensaio de carregamento dinâmico e o estacão “Pile 1” (Obra D), previamente, a uma prova de carga estática convencional. Para ambas as estacas, notou-se que a execução do primeiro ensaio alterou seu comportamento e, portanto, a realização do segundo ensaio na mesma estaca levou a resultados diferentes. Foi necessário assumir algumas hipóteses para reproduzir estas alterações de comportamento, obtendo-se, então, resultados coerentes. Devido a isso, muitas vezes o projetista não consegue obter resultados conclusivos. Para fins comparativos, sugere-se a execução de ensaios em estacas próximas, de mesmo tipo e com características semelhantes quanto ao subsolo, sendo mais facilmente interpretáveis. Caso a estaca seja embutida em rocha, recomenda-se realizar o ensaio em uma estaca teste.

## 6.6 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para futuras pesquisas, sugere-se a execução do ensaio bidirecional em estacas instrumentadas em profundidade, com vários níveis de *strain gages* e/ou *telltales*, a fim de melhor compreender a transferência de carga ao longo do fuste e os encurtamentos elásticos.

Sugere-se também o aprofundamento dos estudos sobre os alívios de carga na ponta, devido ao levantamento do fuste durante o ensaio bidirecional, através de análises elastoplásticas.

Outra linha de pesquisa sugerida é a elaboração de um protótipo para o estudo do desenvolvimento de tensões e deformações do ensaio bidirecional em laboratório.

Por fim, consideram-se necessárias pesquisas com o objetivo de desenvolver um equipamento para contornar o problema da interrupção prematura do ensaio bidirecional.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. (2016). **Manual de Execução de Fundações**: Práticas Recomendadas. São Paulo: ABEF. 416 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2001). **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 17 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2006). **NBR 12131**: Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 8 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2007). **NBR 13208**: Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro. 12 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2010). **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro. 91 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 238 p.

ALBUQUERQUE, P. J. R. (2001). **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega**: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. 272 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; CARVALHO, D.; FERREIRA, C. V.; LOBO, A. S. (2006). Comportamento de estacas pré-moldadas e escavadas, instrumentadas, em solo não saturado. A experiência do campo experimental da UNICAMP – Campinas. **Geotecnia**, v.108, p. 46-66.

ALMEIDA NETO, J. A.; KOCHEN, R. (2003). Estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos. **Revista Engenharia**, n. 556, p. 88-93.

ALONSO, U. R. (1996a). Estimativa da adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com o torque no ensaio SPT-T. **Solos e Rochas**, v. 19-1, p. 81-84.

ALONSO, U. R. (1996b). Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica – Previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE, 3, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS. v. 2. p. 141-151.

ALONSO, U. R. (2013). **Provas de Carga em Estacas**: Evolução dos Sistemas de Reação e da Norma. São Paulo: ABMS.

ALONSO, U. R.; SILVA, P. E. C. A.F. (2000). Curva de “recalque equivalente” do topo de uma estaca hélice contínua ensaiada com célula expansiva (EXPANCELL).

In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE, 4, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS. v. 1. p. 416-425.

AMIR, J.M. (1983). Interpretation of load tests on piles in rock. In: ASIAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, 1983, Haifa, Israel. **Proceedings...** v.1. p. 235-238.

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE, 3, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS. v. 2. p. 105-109.

AOKI, N. (1985): Prática de fundações em estacas pré-moldadas em terra. **Palestra do Curso "Pile Foundations for Offshore Structures**. Rio de Janeiro: COPPE/ UFRJ.

AOKI, N. (1987): Modelo Simples de transferência de carga de estacas vertical sujeita a carga axial de compressão. **Ciclo de Palestras sobre Engenharia de Fundações**. Recife: ABMS – Núcleo Regional do Nordeste. p. 78-95.

AOKI, N. (1989a). Driveability of piles: Invited contribution. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING – ICSMFE, 12, 1989, Rio de Janeiro. Discussion Session 14. **Proceedings...** A. A. Balkema/ Rotterdam/ Brookfield. v.5. p. 2963-2966.

AOKI, N. (1989b). A new dynamic load test concept. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING – ICSMFE, 12, 1989, Rio de Janeiro. Technical Committee on Pile Driving (TC 18).

AOKI, N. (1997). **Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente**. 111 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

AOKI, N.; ALONSO, U. R. (1993). Previsão e comprovação da carga admissível em estacas. **Revista Engenharia**, n. 496, p. 17-26.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING –PCSMFE, 5, 1975, Buenos Aires, Argentina. **Proceedings...** Buenos Aires: SAIG. v. 1. p. 367-376.

API – American Petroleum Institute (2005). **Recommended Practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – Working stress design**. Washington, EUA. 263 p.

ASTM – American Society for Testing and Materials (2018). **D8169/ D8169M: Standard test methods for deep foundations under bi-directional static axial compressive load**. West Conshohocken, Pensilvânia, EUA. 13 p.

BEREZANTZEV, V. G.; KHRISTOFOROV, V.; GOLUBKO, V. (1961). Load bearing capacity and deformation of piled foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING – ICSMFE, 5, 1961, Paris, França. **Proceedings...** Paris: DUNOD. v. 2, p. 11-15.

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. (1998). Installation parameters and capacity of screwed piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES – BAP, 3, 1998, Gante, Bélgica. **Proceedings...** Roterdã; Brookfield: A.A. Balkema. pp. 95-110.

CABRAL, D. A. (1986). O uso da estaca raiz como fundação de obras normais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – COBRAMSEF, 8, 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS. v. 6. p. 71-82.

CAMBEFORT, H. (1964). Essai sur le Comportement en Terrain Homogène des Pieux Isolés et des Groupes de Pieux. **Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, n. 204, p. 1478-1518.

CAMPOS, G. C. (1998). **Prova de carga estática instrumentada**. Seminário proferido na Escola Politécnica – USP, São Paulo.

CAMPOS, G. O. et al. (2015). Procedimentos e resultados para execução e avaliação da prova de carga estática com célula expansiva. In: SEMINARIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE, 8, 2015, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS. Pen Drive.

CARTER, J. P.; KULHAWY, F. H. (1988). **Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed Into Rock**: EL-5918; Research Project 1493-4; Final Report. Ithaca, Nova Iorque: Cornell University – Geotechnical Engineering Group.

CHIN, F. K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 2, 1970, Singapura. **Proceedings...** Singapura: Southeast Asian Society of Soil Engineering/ AIT/ IES/ Universidade de Singapura. p. 81-90.

CHIN, F. K. (1971). Discussion of Pile Tests – Arkansas River Project. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE**, v. 97-6, p. 930-932.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. (2010). **Fundações por Estacas**: Projeto Geotécnico. 1a ed. São Paulo: Oficina de Textos. 96 p.

COYLE, H. M.; REESE, L. C. (1966). Load transfer for axially loaded piles in clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE**, v. 92-2, p. 1-26.

DADA, T. L.; MASSAD, F. (2018a). Ensaio bidirecional: características, interpretação e estudos de casos de estacas moldadas *in loco* no Brasil. **Geotecnia**, n. 143, p. 29-54.

- DADA, T. L.; MASSAD, F. (2018b). Aplicação prática de metodologias de interpretação de ensaios bidirecionais em estacas escavadas no Brasil. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA – CNG, 16, 2018, Ponta Delgada, Açores, Portugal. **Anais...** Ponta Delgada: LREC/ SPG. 12 p. Pen drive.
- DADA, T. L.; MASSAD, F. (2018c). Proposta de novo método para obtenção da curva equivalente do ensaio bidirecional em estacas escavadas. In: XIX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBRAMSEG, 19, 2018, Salvador, Bahia. **Anais...** Salvador: ABMS/ SPG/ CBMR. n. 34733. 10 p. Disponível em: <<http://www.cobramseg2018.com.br>>. Acesso em: 09 dez. 2018.
- DADA, T. L.; MASSAD, F. (2019). Provas de carga: problemas na interpretação de diferentes métodos de ensaios na mesma estaca. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 9, 2019, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF. 9 p.
- DADA, T. L.; RESENDE, A. S.; MASSAD, F. (2019). Análise de ensaios bidirecionais com medida de encurtamento elástico em estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 9, 2019, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF. 10 p.
- DAVISSON, M. T. (1972). High capacity piles. In: LECTURE SERIES ON INNOVATIONS IN FOUNDATION CONSTRUCTION, Chicago, EUA. **Proceedings...** Chicago: ASCE Illinois Section. p. 81-112.
- DE MELLO, L. G. F. S.; BILFINGER, W.; PEREZ, F. V. (2015). A case study of bearing capacity of bored piles in weak rocks based on static load tests. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING – PCSMGE, 15, 2015, Buenos Aires, Argentina. **Proceedings...** Buenos Aires: SIMSG-ISSMGE/ SAIG/ ISRM. p. 1575-1582.
- DÉCOURT, L. (1982). Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATING TEST - ESOPT, 2, 1982, Amsterdã, Holanda. **Proceedings...** Amsterdã: A. A. Balkema/ Rotterdam. v. 1. p. 29-34.
- DÉCOURT, L. (1989). The standard penetration test. State-of-the-art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING – ICSMFE, 12, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** A. A. Balkema/ Rotterdam/ Brookfield. v.4. p. 2405-2416.
- DÉCOURT, L. (1999). Behaviour of foundations under working load conditions. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING – PCSMGE, 11, 1999, Foz do Iguaçu. **Proceedings...** Foz do Iguaçu: ABMS / SAMS / SPG. v. 4. p. 453-488.
- DÉCOURT, L. (2008). Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E

GEOTECNIA – SEFE, 6, 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS. v. 1. p. 221-245.

DÉCOURT, L. (2016). Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas. In: HACHICH, W. C. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 3a ed. São Paulo: PINI/ ABMS/ ABEF. cap. 8.1, p. 265-301.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – COBRAMSEF, 6, 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS. v. 1. p. 45-53.

ELLISON, R. D.; D'APPOLONIA, E. (1971). Load-deformation mechanism for bored piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE**, v. 97-4, p. 661-678.

EMPLASA/ SNM. (1980). **Carta geológica da Região Metropolitana da Grande São Paulo**. São Paulo. 1 mapa. Escala 1:100.000.

ENGLAND, M. (2003). Bi-directional static load testing – State of the art. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES – BAP, 4, 2003, Gante, Bélgica. **Proceedings...** Roterdã, Holanda: Millpress. p. 309-313. Disponível em: <[http://www.loadtest.com/INT\\_media/StateoftheArt2003.pdf](http://www.loadtest.com/INT_media/StateoftheArt2003.pdf)>. Acesso em: 18 set. 2017.

ENGLAND, M. (2005). A conservative method of analysis of test results from bi-directional static load tests. In: BALTIC GEOTECHNICAL CONFERENCE, 10, 2005, Riga, Letônia. **Proceedings...** Disponível em: <[http://www.loadtest.com/INT\\_media/A%20Conservative%20Method%20of%20Analysis.pdf](http://www.loadtest.com/INT_media/A%20Conservative%20Method%20of%20Analysis.pdf)>. Acesso em: 20 jan. 2018.

ENGLAND, M. (2009). Review of methods of analysis of test results from bi-directional static load tests. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES – BAP, 5, 2008, Gante, Bélgica. **Proceedings...** Londres: Taylor & Francis Group. ISBN 978-0-415-47556-3. Disponível em: <[http://www.loadtest.com/INT\\_media/024%20Review%20of%20methods%20of%20analysis%20of%20test%20results%20from%20bi-directional%20static%20load%20tests.pdf](http://www.loadtest.com/INT_media/024%20Review%20of%20methods%20of%20analysis%20of%20test%20results%20from%20bi-directional%20static%20load%20tests.pdf)>. Acesso em: 20 jan. 2018.

ENGLAND, M.; CHEESMAN, P. F. (2006). Recent experiences with bi-directional static load testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, 10, 2006, Amsterdã, Holanda. **Proceedings...** DFI/EFFC. Disponível em: <[http://www.loadtest.co/INT\\_media/RECENT%20EXPERIENCES%20WITH%20BI-DIRECTIONAL%20STATIC%20LOAD%20TESTING%20040506.pdf](http://www.loadtest.co/INT_media/RECENT%20EXPERIENCES%20WITH%20BI-DIRECTIONAL%20STATIC%20LOAD%20TESTING%20040506.pdf)>. Acesso em: 18 set. 2017.

ENGLAND, M.; CHEESMAN, P. F. (2009). Design benefits of bi-directional load testing of barrettes. Disponível em: <<http://www.loadtest.co.uk/media/Design%20benefits%20of%20bi-directional%20load%20testing%20of%20barrettes%202009.pdf>>. Acesso em: 05 fev. 2019.

FELLENIOUS, B. H. (1980). The analysis of results from routine pile load tests. **Ground Engineering**, v. 13-6, p. 19-31.

FELLENIOUS, B. H. (1989). Tangent modulus of piles determined from strain data. In: FOUNDATION ENGINEERING CONGRESS (FOUNDATION ENGINEERING: CURRENT PRINCIPLES AND PRACTICES), 1989, Evanston, Illinois, EUA. **Proceedings...** Nova Iorque: ASCE. v. 1. p. 500-510.

FELLENIOUS, B. H.; ALTAEE, A.; KULESZA, R.; HAYES, J. (1999). O-cell testing and FE analysis of 28-m-deep barrete in Manila, Philippines. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, n. 125, p. 566-575.

FELLENIOUS, B. H. (2014a). Analysis of Results from Routine Static Loading Tests with Emphasis on the Bidirectional Test. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA – COBRAMSEG, 17, 2014, Goiânia. **Anais...** Goiânia: ABMS. Pen drive. Disponível em <<http://www.fellenius.net/papers.html>>. Acesso em: 09 mai 2019.

FELLENIOUS, B. H. (2014b). **Basics of Foundation Design**. Edição Eletrônica. Sidney, Canadá: fev. 2014.

FELLENIOUS, B. H. (2019). **Basics of Foundation Design**. Edição Eletrônica. Sidney, Canadá: jan. 2019. Disponível em <<http://www.fellenius.net/papers.html>>. Acesso em: 10 abr 2019.

FLEMING, W. G. K. (1992). A new method for single pile settlement prediction and analysis. **Geotechnique**, v. 42-3, p. 411-425.

FRANÇA, D. C. (2011). **Provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões)**. 162 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

FUGRO LOADTEST (2015). **World record static load test**. Disponível em: <[http://www.loadtest.co.uk/projects/project\\_profiles/World%20record%20loads%20above%20300MN.pdf](http://www.loadtest.co.uk/projects/project_profiles/World%20record%20loads%20above%20300MN.pdf)>. Acesso em: 21 jun. 2019.

FUGRO LOADTEST (2019a). **O-cell Technology**. Disponível em: <[http://www.loadtest.com/services\\_int/ocelltechnology.htm](http://www.loadtest.com/services_int/ocelltechnology.htm)>. Acesso em: 21 jun. 2019.

FUGRO LOADTEST (2019b). **O-cell Bi-Directional Load Testing**. Disponível em: <[http://www.loadtest.com/services\\_int/ocell\\_bi-directional\\_load\\_testing\\_services.html](http://www.loadtest.com/services_int/ocell_bi-directional_load_testing_services.html)>. Acesso em: 21 jun. 2019.



GEDDES, J. D. (1966). Stresses in foundation soils due to vertical subsurface loading. **Geotechnique**, v. 16-3, p. 231-255.

GOKON. (2017). **Model 4855 – Pile tip pressure cell**: Instruction manual. REV. E. Lebanon, Pensilvânia: GOKON, 19 jan. 2017. Disponível em <[http://www.geokon.com/content/manuals/4855\\_Pile\\_Tip\\_Pressure\\_Cell.pdf](http://www.geokon.com/content/manuals/4855_Pile_Tip_Pressure_Cell.pdf)>. Acesso em: 30 abr. 2019.

GIBSON, G. L.; DEVENNY, D. W. (1973). Concrete to bedrock bond testing by jacking from bottom of a bore hole. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 10-2, p. 304-306.

GRILLO, O. (1948). Influence scale and influence chart for the computation of stresses due, respectively, to surface point load and pile loads. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, 1948, Roterdã, Holanda. **Proceedings...** p. 70-72.

HAYES, J.; SIMMONDS, T. (2002). Interpreting strain measurements from load tests in bored piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, 9, 2002, Nice, França. **Proceedings...** Hawthorne, New Jersey: Deep Foundations Institute. p. 663–669. Disponível em: <[http://www.loadtest.com/INT\\_media/Interpreting%20Strain%20Gauge%20Measurements.pdf](http://www.loadtest.com/INT_media/Interpreting%20Strain%20Gauge%20Measurements.pdf)>. Acesso em: 18 set. 2017.

HORVATH, R. G.; KENNEY, T. C.; KOZICKI, P. (1983). Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 20-4, p. 758-772.

KIM, S.; CHUNG, S. (2012). Equivalent head-down vs. movement relationships evaluated from di-directional pile load tests. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 16-7, p. 1170-1177.

KWON O. S.; CHOI, Y.; KWON, O.; KIM, M. M. (2005). Comparison of the bidirecional load test with the top-down load test. **Journal of the Transportation Research Board**, Washington, n. 1936, p. 108-116.

KYOWA (2015). **Strain gages**. Tóquio: KYOWA, 2015. Disponível em <[http://www.kyowa-ei.com/eng/support/download/catalog/strain\\_gage/index.html](http://www.kyowa-ei.com/eng/support/download/catalog/strain_gage/index.html)>. Acesso em: 05 out. 2017.

LANGENDONCK, T. H. M. van. (1954). **Cálculo de Concreto Armado**. São Paulo, ABCP.

LAZO, G.; MASSAD, F. (1996). Estacas cravadas rígidas em compressão axial: Método de análise considerando as cargas residuais. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE, 3, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS. v. 2. p. 1-13.

LEE, J.; PARK, Y. (2007). Equivalent pile load–head settlement curve using a bi-directional pile load test. **Computers and Geotechnics**, v. 35-2, p. 124-133.

- LEONARDS, G. A.; LOVELL, D. (1979). Interpretation of Load Tests on High Capacity Driven Piles. In: LUNDGREN, R. **Behavior of Deep Foundations**. ASTM STP 670. Filadélfia: ASTM. p. 388-415.
- MARQUES, A. F.; MASSAD, F. (2004). Provas de carga instrumentadas em estacas escavadas com bulbos, executadas na região praia de Maceió, Alagoas. **Solos e Rochas**, v. 27-3, p. 243-260.
- MARTINS, H. A. (1945). Tensões transmitidas ao terreno por estaca: Integral da fórmula de Mindlin para a hipótese de atrito constante ao longo da estaca. Separata nº 119. **Revista Politécnica**. n. 41. p. 365-372.
- MASSAD, F. (1986). Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests. **Solos e Rochas**, v. 9-1, p. 33-35.
- MASSAD, F. (1992). Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: solos relativamente homogêneos. **Solos e Rochas**, v. 15-2, p. 103-115.
- MASSAD, F. (1993). Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II: estaca embutida em camada mais resistente. **Solos e Rochas**, v. 16-2, p. 93-112.
- MASSAD, F. (1995). Pile analysis taking into account soil rigidity and residual stresses. In: PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING – PANAM, 10, 1995, Guadalajara, Mexico. **Proceedings...** Guadalajara: SMIG/ ISSMFE. v. 2. p. 1199-1210.
- MASSAD, F. (2008). Fundamentação matemática do método da rigidez de Décourt e definição de seu campo de aplicação. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE, 6, 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS. v. 1. p. 117-131.
- MASSAD, F. (2009). Comportamento de estacas metálicas na Baixada Santista: instrumentação e modelação. In: VILAR, O. M.; ESQUIVE, E. R. (Org.). **Engenharia de fundações - passado recente e perspectivas**: homenagem ao Prof. Nelson Aoki. São Carlos, EESC-USP. p. 1-12.
- MASSAD, F. (2010). Método das Duas Retas aplicado a sapatas estaqueadas, carregadas axialmente. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA – CNG, 12, 2010, Guimarães, Portugal. **Anais...** Guimarães: SPG/ DEC-UM. v. 1. p. 1-10.
- MASSAD, F. (2012). Resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos sedimentares de São Paulo. . In: NEGRO, A. et al. (Ed.). **Seminário Twin Cities**: Solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: ABMS. p. 109-135.
- MASSAD, F. (2015). On the Interpretation of the Bidirectional Static Load Test. **Soils & Rocks**, v. 38-3, p. 249-262.

MASSAD, F.; LAZO, G. (1998). Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas ou curtas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBRAMSEG, 11, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS. v. 3. p. 1407-1414.

MASSOCCO, N. S. (2018). **Comparação da capacidade de carga em estacas escavadas por meio de ensaios estáticos convencional e bidirecional**. 182 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Tecnólogo em Construção de Edifícios) – Instituto Federal de Santa Catarina, Campus Florianópolis, Florianópolis, 2018.

MINDLIN, R. D. (1936). Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid. **Journal of Applied Physics**, v. 7-5, p. 195-202.

MISSION, J.; KIM, H. (2011). Design charts for elastic pile shortening in the equivalent top-down load-settlement curve from a bidirectional load test. **Computers and Geotechnics**, v. 38, p. 167-177.

MONTEIRO, M. D.; GURGUEIRA, M. D.; ROCHA, H. C. (2012). Geologia da Região Metropolitana de São Paulo. In: NEGRO, A. et al. (Ed.). **Seminário Twin Cities: Solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba**. São Paulo: ABMS. p. 17-46.

MULLINS, G.; LIKINS, G.; BEIM, G.; BEIM, J. (2012). Avaliação da integridade de fundações moldadas in loco pelo método de perfilagem térmica. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE, 7, 2012, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS. Pen Drive.

NGUYEN, H. M.; PUPPALA, A. J.; PATIL, U. D.; MOSADEGH, L.; BANERJEE, A. (2017). Multi-Level O-cell tests on instrumented bored piles in the Mekong Delta. In: GEOTECHNICAL FRONTIERS, 2017, Orlando, Flórida, EUA. **Selected Papers from the Proceedings of Geotechnical Frontiers 2017 – GSP 279**. Orlando: ASCE, 2017. p. 274-283.

NIYAMA, S. AOKI, N. CHAMECKI, P. R. (1998). Verificação de desempenho. In: HACHICH, W. C. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2a ed. São Paulo: PINI/ ABMS/ ABEF. cap. 20, p. 723-751.

OSTERBERG, J. (1989). New device for load testing driven piles and drilled shafts separates friction and end bearing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF PILING AND DEEP FOUNDATION, 14, 1989, Londres. **Proceedings...** Londres: A. A. Balkema/ Rotterdam/ Brookfield. v. 1. p. 421-427.

OSTERBERG, J. O. (1995). The Osterberg Cell for loading testing drilled shafts and driven piles. **FHWA-SA-94-035/ PB95-209508**, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, USA.

OSTERBERG, J. O. (1998). The Osterberg load test method for bored and driven piles the first ten years. In: SEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE &

EXHIBITION ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, 7, 1998, **Proceedings...** Viena, Áustria: Rickmansworth/ Westrade Group. p. 1-17.

POULOS, H. G. (1972). Load-Settlement Prediction for Piles and Piers. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE**, v. 98-SM9, p. 879-897.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1974). **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**. Nova Iorque: Wiley.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1980). **Pile Foundation Analysis and Design**. Nova Iorque: Wiley.

RANDOLPH, M. F. (1994). Design methods for pile groups and pile rafts. In: XIII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING – ICSMFE, 13, 1994, Nova Déli, **Proceedings...** A. A. Balkema/ Rotterdam. v. 5, p. 61-82.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 104-12, p. 1465-1487.

RESENDE, A. S.; GIANFORTE, F.; PINHEIRO, J. A.; GOLOMBEK, M. (2018). Apresentação de resultado recorde em ensaio bidirecional, prova de carga com células expansivas. In: XIX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBRAMSEG, 19, 2018, Salvador, Bahia. **Anais...** Salvador: ABMS/ SPG/ CBMR. n. 35083. 11 p. Disponível em: <<http://www.cobramseg2018.com.br>>. Acesso em: 31 jan. 2019.

RICCOMINI C.; COIMBRA A. M. (1992). Geologia da Bacia Sedimentar. In: **Solos da Cidade de São Paulo**: Mesa Redonda. São Paulo: ABMS/ ABEF. p. 37-94.

SANTANA, M. C.; RESENDE, A. S. (2015). Estudo de caso de prova de carga com células expansivas – ensaio bidirecional em estação na cidade de São Paulo. In: SEFE8 – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 8, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS. Pen Drive.

SEO, H.; MOGHADDAM, R. B.; LAWSON, W. D. (2016). Assessment of methods for construction of an equivalent top loading curve from O-cell test data. **Soils and Foundations**, v. 56-5, p. 889-903.

SEOL, H.; JEONG, S. (2009). Load-settlement behavior of rock-socketed drilled shafts using Osterberg-Cell tests. **Computers and Geotechnics**, v. 36-7, p. 1134-1141.

SEOL, H.; JEONG, S.; KIM, Y. (2009). Load transfer analysis of rock-socketed drilled shafts by coupled soil resistance. **Computers and Geotechnics**, v. 36-3, p. 446-453.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. (2012). **Ensaio de campo**: e suas aplicações à Engenharia de Fundações. 2a ed. São Paulo: Oficina de Textos. 223 p.

SESTREM, L. P. (2018). **Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas**. 271 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

SILVA, P. E. C. A. F. (1983). **Célula Expansiva Hidrodinâmica**: Uma nova maneira de executar provas de carga. Belo Horizonte: [ARCOS]. 105 p.

SILVA, P. E. C. A. F. (1986). Célula Expansiva Hidrodinâmica: Uma nova maneira de executar provas de carga. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – COBRAMSEF, 8, 1986, Porto Alegre, Brasil. **Anais...** Porto Alegre: ABMS. p. 223-241.

SKEMPTON, A. W. (1951). The bearing capacity of clays. In: BUILDING RESEARCH CONGRESS, Londres, 1951. **Proceedings...** p. 180-189.

SKEMPTON, A. W. (1959). Cast-in-situ bored piles in London clay. **Géotechnique**, v. 9-4, p. 153-173.

SONICALIPER (2018). A Calipering Device for Deep Foundation Excavations. Disponível em: <<http://www.sonicaliper.com/soni/>>. Acesso em 15 jan 2018.

TERZAGHI, K. (1943). **Theoretical Soil Mechanics**. 1a ed. Nova Iorque: John Wiley & Sons. 510 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. (1996). **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3a ed. Nova Iorque: John Wiley & Sons. 549 p.

VALVERDE, R. M.; MASSAD, F. (2018). Maximum envelope of lateral resistance through dynamic increasing energy test in piles. **Soils & Rocks**, v. 41-1, p. 75-88.

VAN der VEEN, C. (1953). The bearing capacity of a pile toe. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING – ICSMF, 3, 1959, Zurique, Suíça. **Proceedings...** A. A. Balkema/ Rotterdam/ Brookfield. v.2. p. 84-90.

VARGAS, M. (1977). **Uma experiência brasileira em fundações por estacas**: Conferências proferidas no LNEC. Lisboa: LNEC.

VARGAS, M. (1978). Uma experiência brasileira em fundações por estacas: 1ª Parte – Teoria das estacas verticais carregadas axialmente. **Geotecnia**, n. 23, p. 3-33.

VARGAS, M. (1981a). Uma experiência brasileira em fundações por estacas: 2ª Parte – Comportamento de fundações por estacas na Baixada de Santos. **Geotecnia**, n. 31, p. 3-39.

VARGAS, M. (1981b). Interação solo-estaca. **Solos e Rochas**, v. 4-1, p. 3-14.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2011). **Fundações**: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. Volume completo. 1a ed. São Paulo: Oficina de Textos. 568 p.

VESIC, A. S. (1977). **NCHRP Syntesis of Highway Practice 42**: Design of Pile Foundations. Washington: Transportation Research Board.

VIANA DA FONSECA, A.; SANTOS, J. A.; ESTEVES, E. C.; MASSAD, F. (2007). Analysis of piles in residual soil from granite considering residual loads. **Soils & Rocks**, v. 30-1, p. 63-80.

## GLOSSÁRIO

**Centro de compressão** – Corresponde ao nível em que ocorreu metade do encurtamento elástico total do fuste da estaca. O encurtamento é diretamente proporcional à integral da carga transferida ao longo do fuste. Portanto, esse nível divide o diagrama de transferência de cargas em duas partes, de iguais áreas (mesmo valor da integral).

**Célula** – Referente à expancell, sempre quando a palavra for utilizada isoladamente.

**Curva equivalente** – Curva carga-recalque no topo de uma estaca, estimada através de dados do ensaio bidirecional, simulando uma prova de carga estática convencional.

**Ensaio bidirecional** – É um tipo de prova de carga estática. Feito com uso de células expansivas instaladas em seu interior, sem necessidade de prever sistema de reação para os carregamentos a serem aplicados.

**Expancell** – Macaco hidráulico de sacrifício utilizado no ensaio bidirecional; célula hidrodinâmica; célula expansiva; célula hidroexpansiva. O-cell, quando se refere à patente de Osterberg.

**Ponta fictícia** – Corresponde ao trecho da estaca, submetida ao ensaio bidirecional, que está abaixo da expancell, ou seja, englobando o trecho de fuste abaixo da expancell e a ponta real.

**Prova de carga estática convencional** – Prova de carga estática normatizada pela NBR 12131 (ABNT, 2006), na qual as cargas são aplicadas no topo da estaca, através de macacos acoplados a um sistema de reação.

**Trecho I** – Referente ao trecho da estaca submetida ao ensaio bidirecional, que está acima da expancell instalada, sendo deslocado para cima (fuste).

**Trecho II** – Referente ao trecho da estaca submetida ao ensaio bidirecional, que está abaixo da expancell instalada, sendo deslocado para baixo (ponta real ou fictícia).





## APÊNDICE A – Estacas moldadas in loco: generalidades

### *Critérios de classificação de estacas e tipos de estacas escavadas*

Tabela A. 1 – Critérios de classificação de estacas, segundo Terzaghi et al. (1996) e Velloso e Lopes (2011) (fonte: da própria pesquisadora).

<b>Critério de Classificação</b>	<b>Categorias</b>
A. Quanto ao material	I) Estacas de concreto; II) Estacas de aço; III) Estacas de madeira; IV) Estacas mistas.
B. Quanto ao comportamento - Distinção clássica de Terzaghi et al. (1996)	<p>I) Estacas de atrito, em que a transferência de carga se dá principalmente por atrito lateral;</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Obs.: no caso de estacas cravadas, são subdivididas em: I.1) estacas de compactação, quando inseridas em solos granulares muito permeáveis, e I.2) estacas flutuantes, quando imersas em solos finos de baixa permeabilidade;</li> </ul> <p>II) Estacas de ponta, em que a transferência de carga se dá principalmente para a camada de solo abaixo da ponta.</p>
C. Quanto ao método executivo e o efeito resultante no solo	<p>I) Estacas escavadas ou de substituição, que são sempre moldadas in loco: durante a escavação para execução da fundação, ocorrem a redução no nível de tensões e pequenos deslocamentos para o interior da escavação, que podem ser minimizados em função da metodologia executiva adotada.</p> <p>II) Estacas de deslocamento: ocorre o contrário, havendo um deslocamento do solo no sentido exterior ao da cravação, podendo gerar uma densificação dos solos no entorno dependendo de suas características geotécnicas. Podem ser: II.1) pré-moldadas, ou II.2) moldadas in loco.</p>

Tabela A. 2 – Descrição dos tipos de estacas abordadas na presente pesquisa, conforme a NBR 6122 da ABNT (2010) e o Manual da ABEF (2016). (fonte: da própria pesquisadora).

Tipo de Estaca	Metodologia Executiva	Diâmetros Nominais Usuais
Estaca raiz	I) Escavação: através de perfuratriz rotativa ou rotopercussiva, com uso de água, em solo ou rocha. O trecho em solo é inteiramente revestido. II) Introdução da armação. III) Preenchimento: feito com argamassa de baixo para cima, sendo executados golpes de ar comprimido.	15 a 45 cm
Estacas escavadas com fluido estabilizante ("estacões") <sup>1</sup>	I) Escavação: através de caçamba acoplada a uma perfuratriz. Para estabilização do furo, utiliza-se lama bentonítica ou polímero, cujas características devem especificadas e verificadas. Em solo e em rocha. Pode ser prevista a limpeza da ponta através de sistema <i>air lift</i> ou bombeamento submerso. II) Introdução da armação. III) Preenchimento: concretagem submersa, de baixo para cima.	70 a 200 cm
Estacas hélice contínua monitorada	I) Escavação: através da introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo. Somente em solo. II) Preenchimento: o concreto é bombeado por dentro de uma haste central do trado, sendo concomitante à sua retirada. III) Introdução da armação: resulta com profundidade limitada em função da força disponível para sua introdução e a densidade do concreto no momento.	30 a 150 cm.
Estacas hélice de deslocamento monitoradas (estacas ômega ou <i>screw piles</i> ) <sup>2,3</sup>	I) Escavação: através de trado, inserido por rotação de maneira contínua, provocando deslocamento do solo para abertura do furo, sem haver retirada de material. II) Introdução da armação: pode ser concomitante à concretagem, inserida pelo interior do tubo, ou após a concretagem. III) Preenchimento: injeção de concreto por um tubo central do trado, simultaneamente à retirada do mesmo.	~30 a 70 cm

<sup>1</sup> São denominadas de "estacões" quando têm seção circular;

<sup>2</sup> Denominadas também de estacas ômega, ou *screw piles*, segundo Albuquerque (2001) e Almeida Neto e Kochen (2003);

<sup>3</sup> Apesar de serem executadas através de escavação, tratam-se de estacas de deslocamento.

## APÊNDICE B – Análise dos dados de Seol e Jeong

### *Obtenção da curva carga-recalque pelo modelo de Coyle e Reese (1966) para duas estacas apresentadas por Seol e Jeong (2009).*

Seol e Jeong (2009) apresentaram três estudos de casos – obras Pusan, Gimhae e Inchoen. As estacas dessas obras consistiam de estacas escavadas de grande diâmetro. Em cada obra, uma estaca foi submetida a uma prova de carga estática convencional e outra estaca próxima, a um ensaio bidirecional, sendo que as estacas foram instrumentadas em profundidade.

Entretanto, só foi possível analisar os dados das provas de carga estática convencionais das obras Pusan e Gimhae, porque os autores não forneceram as curvas resultantes dos ensaios bidirecionais e, para a obra Inchoen, tampouco forneceram os dados de leitura da instrumentação em profundidade.

#### ➤ Objetivos do estudo:

Os objetivos do presente estudo foram:

- Estimar as curvas carga-recalque no topo das estacas através do modelo de Coyle e Reese (1966) em sua forma original, para verificação, para as estacas das obras Pusan e Gimhae, que foram instrumentadas e submetidas à prova de carga estática convencional;
- Comparar essas curvas estimadas com as curvas resultantes das provas de carga estática convencionais realizadas e com as duas curvas estimadas por Seol e Jeong (2009), uma obtida através do modelo de Coyle e Reese (1966), que eles denominaram de análise de transferência de carga "desacoplada", e outra pelo método de Seol e Jeong (2009), baseado em Coyle e Reese (1966) e Mindlin (1936), chamado de análise "acoplada";
- Fazer uma análise crítica sobre a conclusão de Seol e Jeong (2009) de que o modelo de previsão da curva carga-recalque de Coyle e Reese (1966) subestimaria os recalques, principalmente por desprezar a parcela do recalque da ponta devido ao atrito lateral, que seria relevante.

➤ Características das estacas e dados das provas de carga:

Seguem as características das estacas e os dados das provas de carga realizadas, disponibilizados por Seol e Jeong (2009) e utilizados no presente estudo:

- Obra Pusan:
  - Estaca: "T";
  - Tipo: Estaca escavada de grande diâmetro;
  - Diâmetro: 1,5 m;
  - Comprimento total: 33,4 m;
  - Trecho em solo: 28,0 m;
  - Trecho em material rochoso (brecha): 5,4 m;
  - Parâmetros da rocha:  $E_r = 151 \text{ MPa}$  e  $\nu_r = 0,3$ ;
  - Ensaio realizado: Prova de carga estática convencional (Figura B. 1), com medidas de instrumentação ao longo da profundidade (Figura B. 2).

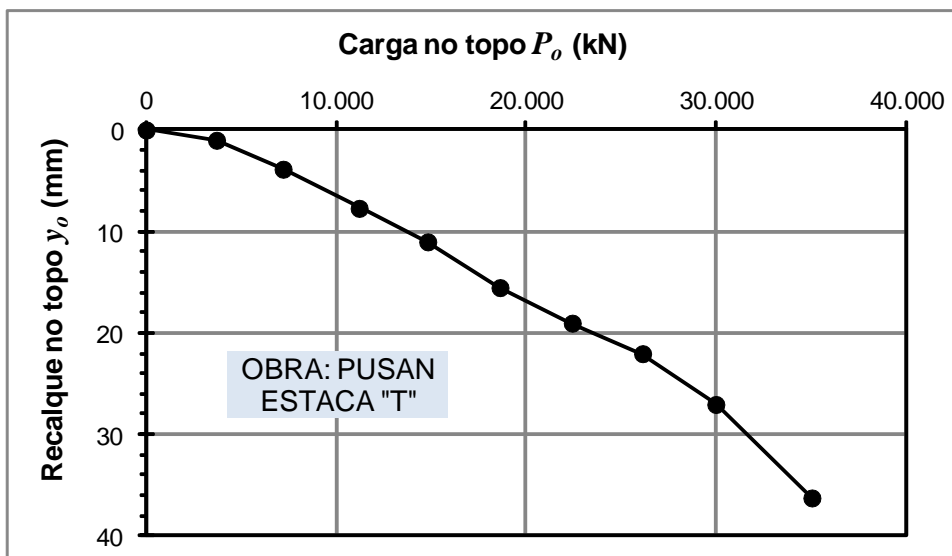


Figura B. 1 – Obra Pusan. Estaca escavada "T". Resultado da prova de carga estática convencional (fonte: adaptado de SEOL e JEONG, 2009).

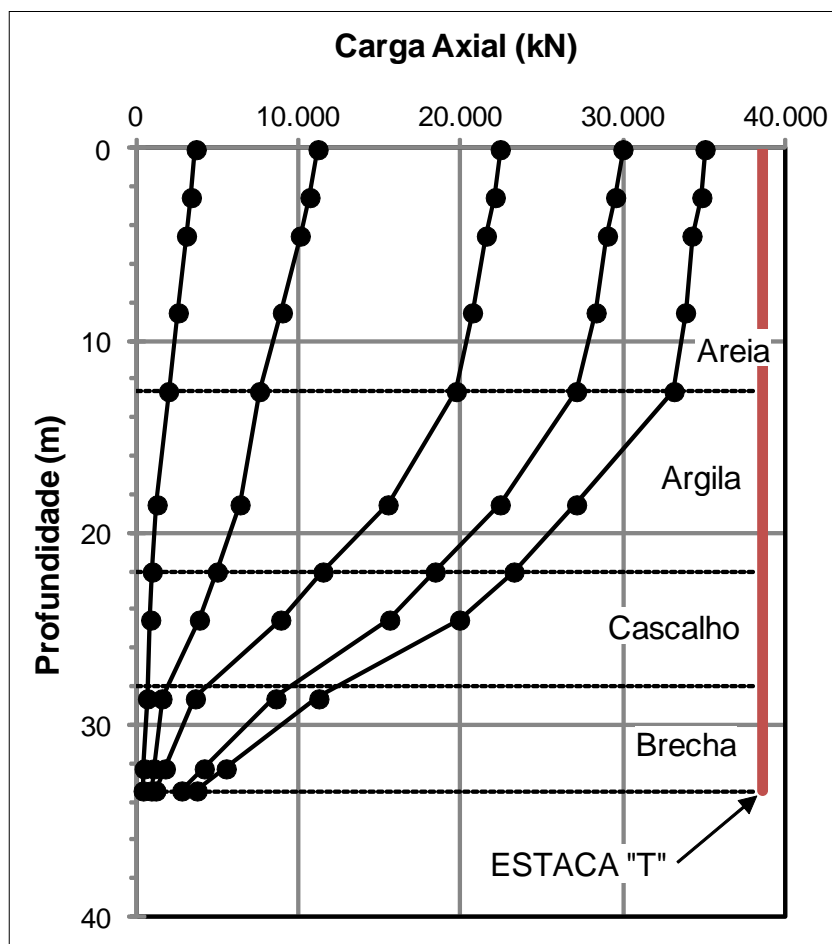


Figura B. 2 – Obra Pusan. Estaca escavada "T". Diagrama da carga axial em função da profundidade, lida para cada incremento de carga da prova de carga estática instrumentada (fonte: adaptado de SEOL e JEONG, 2009).

- Obra Gimhae:
  - Estaca: "G1";
  - Tipo: Estaca escavada de grande diâmetro;
  - Diâmetro: 1,5 m;
  - Comprimento total: 30,6 m;
  - Trecho em solo: 19,9 m;
  - Trecho em rocha muito alterada (andesito): 8,0 m.  $E_r = 1395$  MPa e  $\nu_r = 0,3$ ;
  - Trecho em rocha medianamente alterada (andesito): 2,7 m.  $E_r = 5330$  MPa e  $\nu_r = 0,3$ ;

- Ensaio realizado: Prova de carga estática convencional (Figura B. 3), com medidas de instrumentação ao longo da profundidade (Figura B. 4).

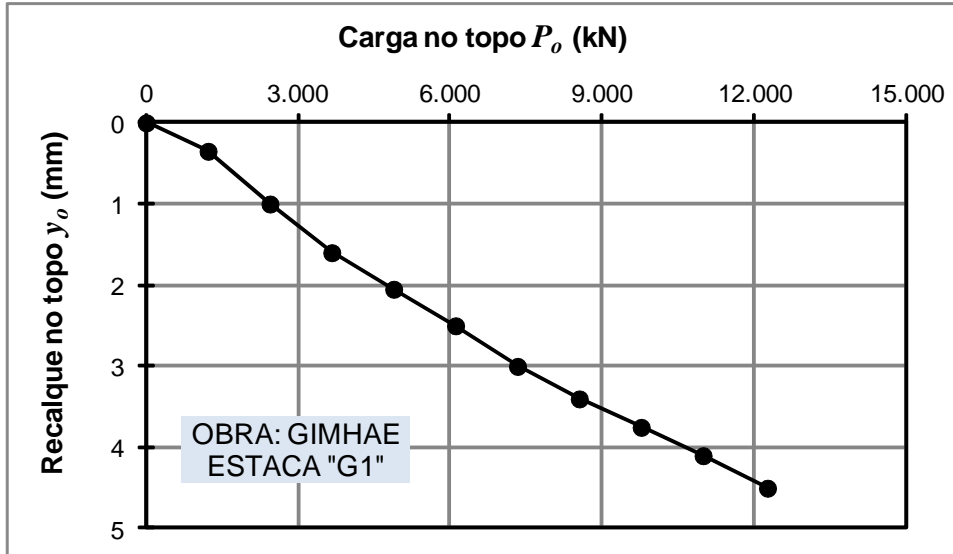


Figura B. 3 – Obra Gimhae. Estaca escavada "G1". Resultado da prova de carga estática convencional (fonte: adaptado de SEOL e JEONG, 2009).

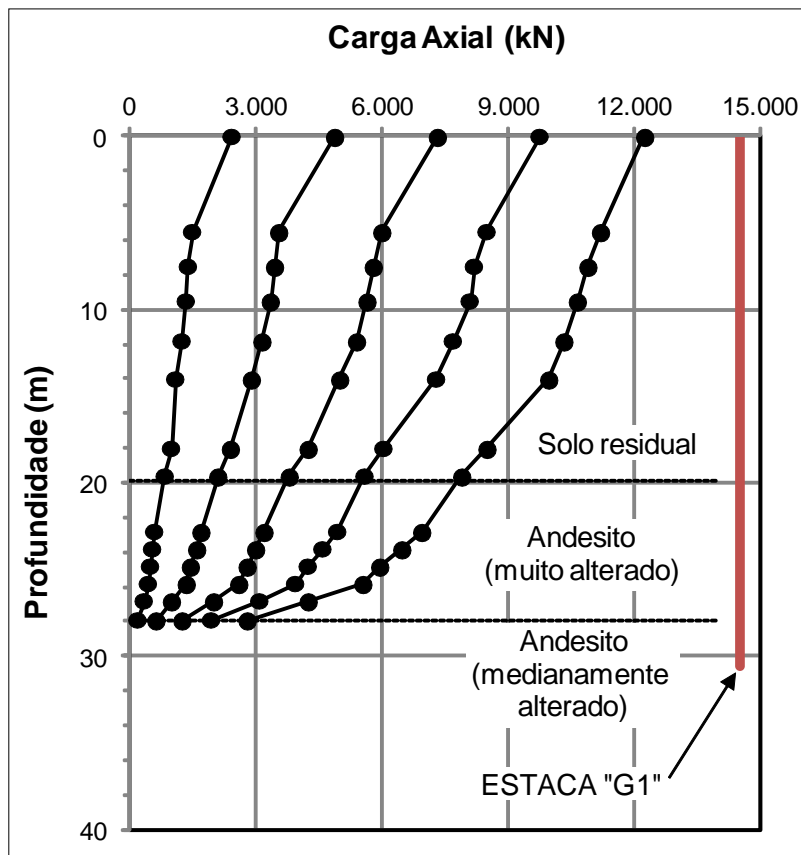


Figura B. 4 – Obra Gimhae. Estaca escavada "G1". Diagrama da carga axial em função da profundidade, lida para cada incremento de carga da prova de carga estática instrumentada (fonte: adaptado de SEOL e JEONG, 2009).

➤ Métodos de interpretação utilizados no presente estudo:

A interpretação das leituras de instrumentação em profundidade da prova de carga estática seguiu a descrição do item 2.1.3.2 – "Contribuição de Vesic". Para cada ponto instrumentado da estaca, foram obtidos os pares de atrito lateral unitário,  $f_i$ , e deslocamento,  $\bar{y}_i$ , sendo traçadas as curvas  $f_i = f(\bar{y}_i)$ , resultando em curvas semelhantes às ilustradas na Figura 2.7a.

Para a definição das funções de transferência de carga do modelo, foram utilizadas as Leis de Cambefort, conforme o item 2.1.3.8 – "Modelo de Massad". Para o atrito unitário, considerou-se a 1ª Lei de Cambefort, sendo os valores de  $f_{ult}$  e  $quake$  do atrito,  $y_1$ , obtidos a partir das curvas obtidas conforme parágrafo anterior, adotando-se os valores máximos de  $f$ , mesmo quando não se observou seu esgotamento.

O trecho da estaca embutido em material rochoso foi tratado como uma "ponta fictícia", com comportamento conforme a 2ª Lei de Cambefort:  $q_p = R \cdot y_p$ . O valor de  $R$  foi obtido através da formulação de Carter e Kulhawy (1988), indicada na Eq. 76, escrita com a notação adotada na presente pesquisa. Os valores de  $quake$  da ponta,  $y_2$ , foram adotados.

$$R \cdot S = \frac{\pi \cdot E_r \cdot L}{(1 + \nu_r) \cdot \zeta} \quad (76)$$

onde:

- $R$  = Parâmetro da 2ª Lei de Cambefort;
- $S$  = Seção transversal da estaca;
- $E_r$  = Módulo de elasticidade da rocha, fornecido por Seol e Jeong (2009);
- $L$  = Comprimento da estaca;
- $\nu_r$  = Coeficiente de Poisson da rocha, fornecido por Seol e Jeong (2009);
- $\zeta = \ln [5(1 - \nu_r) \cdot L/D]$ ;
- $D$  = Diâmetro da estaca.

As funções de transferência de carga para o atrito e ponta, esta sendo a "ponta fictícia", foram inseridas no Modelo de Coyle e Reese (1966), descrito no item

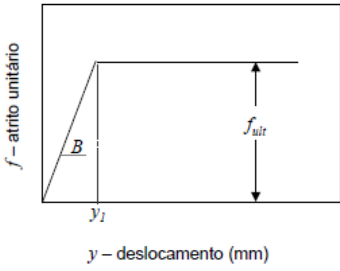
2.1.3.5 – "Modelo de Coyle-Reese", sendo assim obtidas as curvas carga-recalque estimadas para o topo da estaca.

➤ Resultados obtidos – Obra Pusan:

Para o atrito unitário, foram obtidas as funções indicadas na Tabela B. 1.

Tabela B. 1 – Obra Pusan – Funções de transferência de carga para o atrito unitário, obtidas através da análise dos dados de instrumentação fornecidos.

Material	$z$ (m)	$f_{ult}$ (kPa)	$B$ (kPa/mm)	$y_1$ (mm)
Areia	2,5	42	5,7	7,44
	4,5	64	9,1	6,99
	8,5	58	9,1	6,43
	12,6	72	12,6	5,75
Argila	18,5	216	8,2	26,43
	22	243	21,0	11,57
Cascalho	24,5	284	12,6	22,58
Cascalho/ brecha	28,6	448	20,9	21,47



Para a reação de ponta, definiu-se a seguinte relação de Cambefort:

$$Q_p = R \cdot S \cdot y_p = 725 \cdot y_p \leq 725 \cdot y_2 \quad (77)$$

onde:

- $Q_p$  = Carga de ponta;
- $R$  = Parâmetro da 2ª Lei de Cambefort;
- $S$  = Seção transversal da estaca;
- $y_p$  = Deslocamento da ponta;
- $y_2$  = *Quake* da ponta, adotado igual a 15 mm.

A curva carga-recalque obtida utilizando as funções para o atrito e ponta dadas na Tabela B. 1 e na Eq. 77, através do modelo de Coyle e Reese (1966), está indicada na Figura B. 5, em linha tracejada com marcador em "x" e cor vermelha. Observa-se que a estimativa resultou muito semelhante à prova de carga realizada. Seol e Jeong (2009) não obtiveram uma curva semelhante pelo método de Coyle e Reese (1966), chamada por eles de análise "desacoplada", e então utilizaram o método "acoplado". Entretanto, nota-se que seria necessária a verificação das hipóteses adotadas pelos autores, bem como a validade do modelo "acoplado".



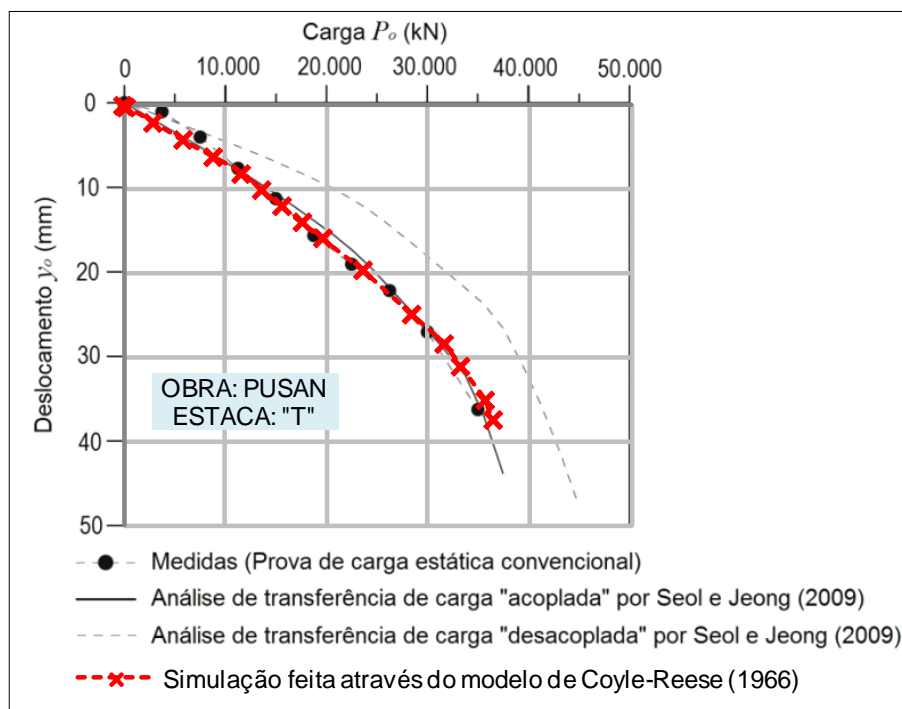


Figura B. 5 – Obra Pusan, Estaca “T”. Apresentam-se: a) curva medida na prova de carga indicada em linha tracejada e marcador em círculo; b) curva tracejada com marcador “x” e em vermelho, simulada através do modelo de Coyle-Reese (1966); c e d) curvas estimadas por Seol e Jeong (2009) – análises “desacoplada” e “acoplada”.

### ➤ Resultados obtidos – Obra Gimhae:

Para o atrito unitário, foram obtidas as funções indicadas na Tabela B. 2.

Tabela B. 2 – Obra Gimhae – Funções de transferência de carga para o atrito unitário, obtidas através da análise dos dados de instrumentação fornecidos.

Material	$z$ (m)	$f_{ult}$ (kPa)	$B$ (kPa/mm)	$y_l$ (mm)
Solo residual	5,5	51	28,3	1,81
	7,5	32	12,5	2,54
	9,5	27	10,6	2,50
	11,8	37	19,9	1,85
	14,0	39	27,8	1,39
	18,0	78	39,0	2,00*
Andesito muito alterado	19,6	80	39,8	2,00*
	22,8	63	31,5	2,00*
	23,8	101	50,4	2,00*
	24,8	111	55,7	2,00*
	25,8	85	42,4	2,00*
	26,8	276	137,9	2,00*
	27,9	280	139,9	2,00*

$f$  – atrito unitário

$y_l$  – deslocamento (mm)

$f_{ult}$

$B$

\*adotado.

Para a reação de ponta, como se observou uma leve inflexão na curva resultante da prova de carga a partir do antepenúltimo estágio de carregamento (Figura B. 3), consideraram-se duas hipóteses de "ponta fictícia": a primeira apenas considerando o trecho embutido no andesito medianamente alterado, entre as profundidades de 27,9 e 30,6m (Eq. 78) e, a segunda, considerando toda a camada de andesito, entre as profundidades de 19,9 e 30,6m (Eq. 79).

$$\text{Hip.1: } Q_{p1} = 18895 \cdot y_p; y_p \leq y_2 = 10\text{mm} \text{ ("ponta fictícia" a partir de 27,9m)} \quad (78)$$

$$\text{Hip.2: } Q_{p2} = 24906 \cdot y_p; y_p \leq y_2 = 10\text{mm} \text{ ("ponta fictícia" a partir de 19,6m)} \quad (79)$$

Foram obtidas as curvas carga-recalque a partir das funções de atrito e ponta dadas, através do modelo de Coyle e Reese (1966), sendo indicadas nas Figuras B.6 e B.7, em linha tracejada com marcador em "x" e cor vermelha.

Interpreta-se que, no início da prova de carga realizada, apenas o trecho da estaca embutido em andesito medianamente alterado se comportou como uma "ponta fictícia", conforme a Eq. 78. A curva que considera essa 1ª hipótese para a ponta, indicada na Figura B. 6, resultou semelhante à curva medida na prova de carga para os sete primeiros estágios de carregamento. No estágio seguinte, a curva medida apresentou uma alteração de comportamento, sugerindo ter ocorrido uma possível compressão da camada de andesito muito alterado na interface com a estaca devido às cargas aplicadas, resultando em um aumento da resistência, que foi interpretado considerando todo o trecho embutido em rocha como uma "ponta fictícia" (2ª hipótese para a ponta, Eq. 79). Na Figura B. 7, observa-se que a curva estimada considerando essa 2ª hipótese de ponta fictícia reproduziu o comportamento da estaca a partir do oitavo estágio de carregamento.

Observa-se, portanto, que as curvas obtidas no presente estudo foram próximas à curva medida na prova de carga e possibilitaram explicar a mudança de comportamento da estaca durante o carregamento, enquanto as curvas obtidas por Seol e Jeong (2009) não conseguiram reproduzir o trecho final da prova de carga.

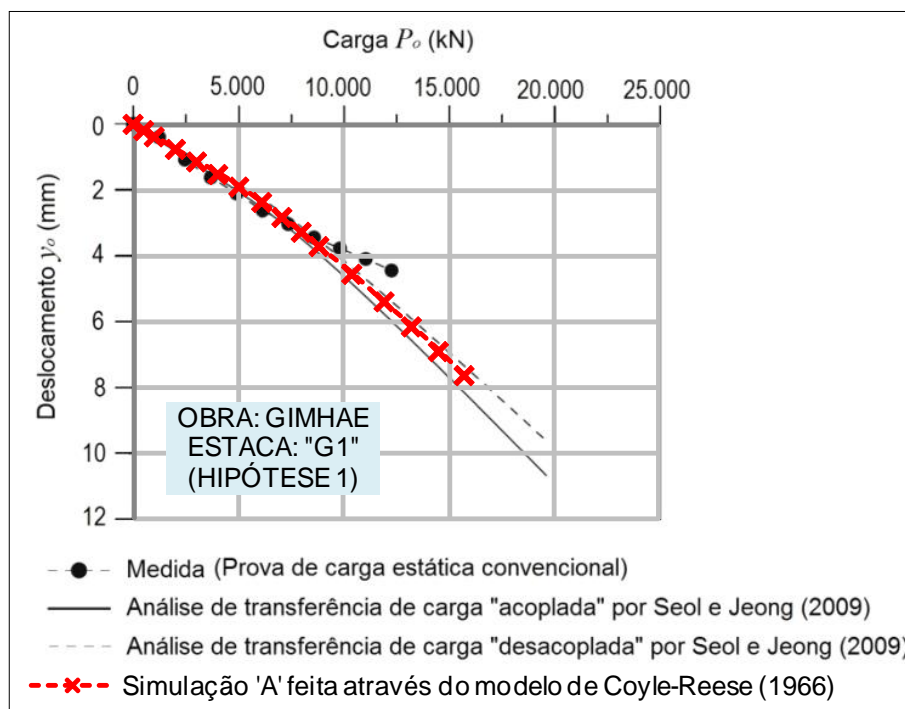


Figura B. 6 – Obra Gimhae, Estaca “G1”. Apresentam-se: a) curva medida na prova de carga indicada em linha tracejada e marcador em círculo; b) curva tracejada com marcador “x” e em vermelho, simulada através do modelo de Coyle-Reese (1966) com a 1ª hipótese de “ponta fictícia” (a partir da prof. 27,9m, embutido em andesito medianamente alterado); c e d) curvas estimadas por Seol e Jeong (2009) – análises “desacoplada” e “acoplada”.

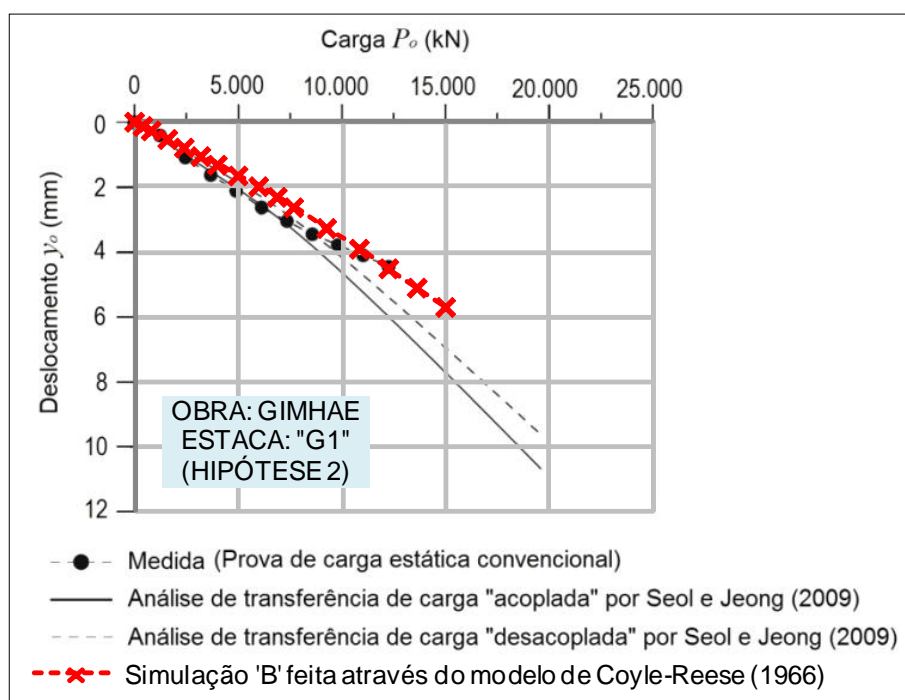


Figura B. 7 – Obra Gimhae, Estaca “G1”. Apresentam-se: a) curva medida na prova de carga indicada em linha tracejada e marcador em círculo; b) curva tracejada com marcador “x” e em vermelho, simulada através do modelo de Coyle-Reese (1966) com a 2ª hipótese de “ponta fictícia” (a partir da prof. 19,6m, embutido em andesito muito e medianamente alterado); c e d) curvas estimadas por Seol e Jeong (2009) – análises “desacoplada” e “acoplada”.

➤ Conclusões e Considerações Finais:

Nas Figuras B.5, B.6 e B.7, observa-se que as curvas obtidas através do Modelo de Coyle e Reese (1966) em sua forma original, utilizando as leituras de instrumentação das estacas, resultaram próximas às medidas nas provas de carga, diferentemente das obtidas pelos autores Seol e Jeong (2009).

Como Seol e Jeong (2009) não conseguiram obter o mesmo refinamento que o reproduzido no presente estudo, entende-se que, possivelmente, as hipóteses adotadas pelos autores não representam bem a realidade. Considera-se, por exemplo, que o artifício da adoção de “ponta fictícia” para o trecho embutido em rocha pode ser uma maneira de representar o comportamento mais adequadamente. Além disso, os autores não deixaram claro se balizaram os modelos utilizados com os dados da instrumentação das provas de carga realizadas, pois aparentemente utilizaram apenas dados de bibliografia, obtidos para outras obras. Também não apresentaram a formulação completa que descreve o cálculo do acréscimo de carga a ser considerado.

Analisando os resultados, entende-se que, nos casos das estacas de Pusan e Gimhae, é possível que, ao contrário do afirmado por Seol e Jeong (2009), a parcela de deslocamento da ponta devido ao atrito lateral não tenha sido relevante, porque:

- a) Ambas as estacas obedecem à relação de  $L/r \geq 20$ , onde  $L$  o comprimento da estaca e  $r$ , o seu raio. Segundo Randolph e Wroth (1978), para estacas com essa relação, a influência da carga do fuste sobre a ponta pode ser desprezada, e;
- b) Segundo Vargas (1978), a porcentagem de acréscimo de carga na ponta em função da carga do fuste resulta de 4 a 7% (Eqs. 80 e 81). Como o recalque na ponta é proporcional à carga na ponta, e visto que o recalque da ponta máximo estimado foi de 20 mm (para a estaca "T"), o acréscimo máximo seria da ordem de  $(7\%)(20\text{mm}) = 1,4$  mm, sendo desprezível.

$$\text{Pusan (Estaca "T")}: \frac{\Delta Q_{p,f}}{Q_p} = \frac{K_{zz} \cdot S \cdot \alpha}{L^2} = \frac{5 \cdot 1,77 \cdot (31246/3754)}{33,40^2} \cong 7\% \quad (80)$$

$$\text{Gimhae (Estaca "G1")}: \frac{\Delta Q_{p,f}}{Q_p} = \frac{K_{zz} \cdot S \cdot \alpha}{L^2} = \frac{5 \cdot 1,77 \cdot (9450/2800)}{27,90^2} \cong 4\% \quad (81)$$

onde:

- $\Delta Q_{p,f}$  = Acréscimo de carga na ponta devido à carga de atrito lateral;
- $Q_p$  = Carga de ponta;
- $K_{zz}$  = Fator de influência da carga de atrito lateral sobre o acréscimo de tensão gerado na região da ponta, adotado igual a 5 (Eq. 64) por Vargas (1978);
- $S$  = Seção transversal da estaca;
- $\alpha = A_l / Q_p$ ; ver Eq. (59);
- $L$  = Comprimento da estaca.



## APÊNDICE C – Estudos de casos: tabelas

### Tabelas

#### C.1. OBRA A

##### C.1.1. Estaca E-106

Leituras do Ensaio Bidirecional - Estaca E-106						
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)	
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Ponta
Inicial	0	0	0	0	0,00	0,00
1	40	0	40	65	0,02	0,11
2	79	0	79	104	0,04	0,22
3	119	17	119	144	0,06	0,35
4	158	56	158	183	0,09	0,45
5	198	96	198	223	0,09	0,50
6	238	135	238	263	0,09	0,53
7	277	175	277	302	0,09	0,74
8	317	215	317	342	0,09	0,78
9	356	254	356	381	0,09	0,78
10	396	294	396	421	0,10	0,79
11	465	363	465	490	0,15	0,80
12	475	373	475	500	0,18	0,81
13	515	413	515	540	0,23	0,82
14	554	452	554	579	0,26	0,84
15	594	492	594	619	0,73	3,61
16	634	531	634	659	0,96	3,85
17	673	571	673	698	1,16	4,07
18	713	611	713	738	1,38	4,23
19	752	650	752	777	1,58	4,39
20	792	690	792	817	1,90	4,63
21	832	729	832	857	2,17	4,82
22	871	769	871	896	2,57	5,48
23	911	809	911	936	3,55	6,17

\* Na carga corrigida do fuste, foi descontado o peso submerso do fuste e, na carga corrigida da ponta, foi somada a pressão de água no nível da célula

Aplicação do Método de Massad - Estaca E-106

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ *	$A_l$ *	$P_o$	$y_o$
0,00	0	0	0	0,00
0,02	15	53	68	0,06
0,04	30	100	130	0,12
0,06	44	142	186	0,17
0,09	65	197	262	0,25
0,10	72	213	285	0,27
0,15	105	284	389	0,38
0,18	124	320	443	0,45
0,23	153	370	524	0,54
0,26	170	396	567	0,60
0,73	379	605	985	1,34
0,96	453	651	1104	1,65
1,16	507	679	1185	1,90
1,38	557	702	1259	2,17
1,58	597	718	1315	2,41
1,90	651	738	1389	2,78
2,17	689	751	1440	3,09
2,57	737	765	1502	3,53
3,55	821	788	1609	4,59
4,00	850	795	1645	5,06
4,40	872	800	1672	5,48
4,80	892	804	1696	5,90
5,20	908	808	1716	6,31
5,60	923	811	1735	6,73
6,00	937	814	1751	7,14
6,40	949	816	1765	7,55
6,80	960	818	1778	7,96
7,40	974	821	1796	8,57
8,00	987	824	1811	9,18

\* Cargas estimadas através das aproximações hiperbólicas

Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Estaca E-106

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ *	$A_l$ *	$P_o$	$y_o$
0,00	0	0	0	0,00
0,02	15	53	68	0,02
0,04	30	100	130	0,04
0,06	44	142	186	0,06
0,09	65	197	262	0,09
0,10	72	213	285	0,10
0,15	105	284	389	0,15
0,18	124	320	443	0,18
0,23	153	370	524	0,23
0,26	170	396	567	0,26
0,73	379	605	985	0,73
0,96	453	651	1104	0,96
1,16	507	679	1185	1,16
1,38	557	702	1259	1,38
1,58	597	718	1315	1,58
1,90	651	738	1389	1,90
2,17	689	751	1440	2,17
2,57	737	765	1502	2,57
3,55	821	788	1609	3,55
4,00	850	795	1645	4,00
4,40	872	800	1672	4,40
4,80	892	804	1696	4,80
5,20	908	808	1716	5,20
5,60	923	811	1735	5,60
6,00	937	814	1751	6,00
6,40	949	816	1765	6,40
6,80	960	818	1778	6,80
7,40	974	821	1796	7,40
8,00	987	824	1811	8,00

\* Cargas estimadas através das aproximações hiperbólicas



Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Estaca E-106

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	72	213	285	0,10
0,20	136	341	477	0,20
0,40	243	488	731	0,40
0,60	331	569	900	0,60
1,00	464	657	1121	1,00
1,50	582	712	1294	1,50
2,00	666	743	1409	2,00
2,50	729	763	1492	2,50
3,00	778	777	1555	3,00
3,50	818	787	1605	3,50
4,00	850	795	1645	4,00
4,50	877	801	1679	4,50
5,00	900	806	1706	5,00
5,50	920	810	1730	5,50
6,00	937	814	1751	6,00
7,00	965	819	1784	7,00
8,00	987	824	1811	8,00
9,00	1005	827	1832	9,00
10,00	1020	830	1850	10,00

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Estaca E-106

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	72	213	285	0,27
0,20	136	341	477	0,49
0,40	243	488	731	0,85
0,60	331	569	900	1,15
1,00	464	657	1121	1,70
1,50	582	712	1294	2,32
2,00	666	743	1409	2,90
2,50	729	763	1492	3,46
3,00	778	777	1555	4,00
3,50	818	787	1605	4,54
4,00	850	795	1645	5,06
4,50	877	801	1679	5,59
5,00	900	806	1706	6,11
5,50	920	810	1730	6,62
6,00	937	814	1751	7,14
7,00	965	819	1784	8,16
8,00	987	824	1811	9,18
10,00	1020	830	1850	11,21
15,00	1067	838	1905	16,25
20,00	1093	842	1935	21,27
25,00	1108	845	1953	26,28

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Estaca E-106

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	72	264	336	0,24
0,20	136	393	528	0,44
0,40	243	526	769	0,77
0,50	289	566	855	0,92
0,80	403	641	1044	1,34
1,00	464	672	1136	1,59
1,50	582	719	1301	2,20
2,00	666	747	1413	2,77
2,50	729	765	1494	3,33
3,50	818	787	1605	4,40
4,00	850	795	1645	4,93
4,75	889	803	1692	5,71
5,45	918	809	1727	6,43
6,50	952	816	1768	7,51
8,00	987	823	1810	9,04

\* Cargas estimadas através das aproximações hiperbólicas

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Estaca E-106

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	72	207	279	0,22
0,20	136	325	461	0,42
0,40	243	460	704	0,75
0,50	289	504	793	0,90
0,80	403	588	992	1,32
1,00	464	625	1089	1,57
1,50	582	682	1264	2,18
2,00	666	716	1382	2,76
2,50	729	739	1468	3,32
3,50	818	767	1585	4,39
4,00	850	777	1627	4,92
4,75	889	788	1677	5,71
5,45	918	796	1714	6,43
6,50	952	805	1757	7,51
8,00	987	814	1801	9,04

\* Cargas estimadas através das aproximações hiperbólicas

**C.1.2. Estaca E-244**

Leituras do Ensaio Bidirecional - Estaca E-244						
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)	
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Ponta
Inicial	0	0	0	0	0,00	0,00
1	79	0	79	135	0,00	0,00
2	158	75	158	214	0,00	0,00
3	238	154	238	293	0,01	0,05
4	317	233	317	373	0,02	0,12
5	396	312	396	452	0,06	0,21
6	475	391	475	531	0,11	0,32
7	554	471	554	610	0,17	0,42
8	634	550	634	689	0,25	0,48
9	713	629	713	769	0,42	0,69
10	792	708	792	848	0,68	0,95
11	871	787	871	927	1,04	1,24
12	950	867	950	1006	1,50	1,52
13	1030	946	1030	1085	1,54	1,53
14	1109	1025	1109	1165	2,05	1,94
15	1188	1104	1188	1244	2,17	1,97
16	1267	1183	1267	1323	2,19	2,00
17	1346	1263	1346	1402	2,27	2,04
18	1426	1342	1426	1481	6,51	2,93
19	1505	1421	1505	1561	6,68	2,97
20	1584	1500	1584	1640	6,82	3,01
21	1663	1579	1663	1719	7,00	3,06
22	1742	1659	1742	1798	15,36	3,95

\* Na carga corrigida do fuste, foi descontado o peso submerso do fuste e, na carga corrigida da ponta, foi somada a pressão de água no nível da célula

Aplicação do Método de Massad - Estaca E-244

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ *	$A_l$ *	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,20	221	367	588	0,74
0,40	410	601	1012	1,35
0,60	574	764	1338	1,87
0,80	717	883	1600	2,35
1,00	843	974	1817	2,78
1,20	955	1046	2001	3,17
1,40	1055	1105	2160	3,55
1,60	1145	1153	2298	3,90
1,80	1226	1193	2420	4,24
2,00	1300	1228	2528	4,56
2,50	1459	1295	2754	5,32
3,00	1587	1345	2932	6,02
3,50	1694	1382	3076	6,69
4,00	1784	1412	3196	7,33
4,50	1861	1436	3297	7,95
5,00	1928	1455	3383	8,55
5,50	1986	1472	3457	9,14
6,00	2037	1486	3523	9,72
6,50	2082	1498	3580	10,29
7,00	2122	1509	3631	10,85
7,75	2176	1522	3698	11,68
8,50	2222	1533	3755	12,50
9,25	2262	1543	3805	13,31
10,00	2297	1551	3848	14,11
11,00	2337	1561	3898	15,17
12,00	2372	1568	3941	16,23

\* Cargas estimadas através das aproximações hiperbólicas

Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Estaca E-244

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ *	$A_l$ *	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,20	221	367	588	0,20
0,40	410	601	1012	0,40
0,60	574	764	1338	0,60
0,80	717	883	1600	0,80
1,00	843	974	1817	1,00
1,20	955	1046	2001	1,20
1,40	1055	1105	2160	1,40
1,60	1145	1153	2298	1,60
1,80	1226	1193	2420	1,80
2,00	1300	1228	2528	2,00
2,50	1459	1295	2754	2,50
3,00	1587	1345	2932	3,00
3,50	1694	1382	3076	3,50
4,00	1784	1412	3196	4,00
4,50	1861	1436	3297	4,50
5,00	1928	1455	3383	5,00
5,50	1986	1472	3457	5,50
6,00	2037	1486	3523	6,00
6,50	2082	1498	3580	6,50
7,00	2122	1509	3631	7,00
7,75	2176	1522	3698	7,75
8,50	2222	1533	3755	8,50
9,25	2262	1543	3805	9,25
10,00	2297	1551	3848	10,00
11,00	2337	1561	3898	11,00
12,00	2372	1568	3941	12,00

\* Cargas estimadas através das aproximações hiperbólicas

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Estaca E-244

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	115	206	321	0,10
0,20	221	367	588	0,20
0,40	410	601	1012	0,40
0,60	574	764	1338	0,60
1,00	843	974	1817	1,00
1,50	1101	1130	2231	1,50
2,00	1300	1228	2528	2,00
3,00	1587	1345	2932	3,00
4,00	1784	1412	3196	4,00
5,00	1928	1455	3383	5,00
7,00	2122	1509	3631	7,00
9,00	2249	1540	3789	9,00
11,00	2337	1561	3898	11,00

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Estaca E-244

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	115	294	410	0,42
0,20	221	482	703	0,78
0,40	410	718	1128	1,39
0,50	495	799	1294	1,66
0,80	717	967	1684	2,38
1,00	843	1043	1886	2,81
1,50	1101	1171	2272	3,75
2,00	1300	1251	2552	4,57
3,00	1587	1350	2937	6,03
5,00	1928	1449	3376	8,57
7,00	2122	1500	3622	10,87
9,00	2249	1532	3781	13,06
11,00	2337	1554	3892	15,20
13,00	2403	1570	3973	17,30
15,00	2453	1583	4036	19,37

\* Carga estimada através da aproximação hiperbólica

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Estaca E-244

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	115	206	321	0,39
0,20	221	367	588	0,74
0,40	410	601	1012	1,35
0,60	574	764	1338	1,87
0,80	717	883	1600	2,35
1,20	955	1046	2001	3,17
1,80	1226	1193	2420	4,24
2,40	1430	1284	2713	5,17
2,80	1539	1327	2865	5,74
3,20	1632	1361	2993	6,29
3,80	1750	1401	3151	7,08
4,60	1875	1440	3315	8,07
5,60	1996	1475	3471	9,26
7,40	2152	1516	3668	11,30
8,80	2238	1537	3776	12,83
11,60	2359	1565	3924	15,81
16,00	2474	1590	4065	20,38
18,00	2510	1598	4108	22,43
20,00	2540	1604	4144	24,48
25,00	2595	1615	4210	29,56

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Estaca E-244

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	115	209	324	0,38
0,20	221	362	583	0,71
0,40	410	573	983	1,30
0,50	495	651	1146	1,57
0,80	717	822	1539	2,28
1,00	843	903	1746	2,71
1,50	1101	1045	2147	3,66
2,00	1300	1139	2440	4,50
3,00	1587	1258	2846	5,97
5,00	1928	1384	3311	8,52
7,00	2122	1451	3574	10,83
9,00	2249	1494	3743	13,03
11,00	2337	1525	3862	15,18
13,00	2403	1547	3950	17,28
15,00	2453	1564	4017	19,36

\* Carga estimada através da aproximação hiperbólica

## C.2. OBRA B

Leituras do Ensaio Bidirecional - Estaca E-B3						
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)	
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Ponta
Inicial	0	0	0	0	0,00	0,00
1	88	50	88	98	0,00	0,00
2	176	138	176	186	0,00	0,00
3	264	227	264	274	0,01	0,00
4	353	315	353	362	0,05	0,00
5	441	403	441	450	0,12	0,56
6	529	491	529	538	0,24	2,01
7	617	579	617	626	0,36	3,70
8	705	667	705	715	0,48	5,48
9	793	755	793	803	0,66	7,98
10	881	844	881	891	0,92	10,42
11	970	932	970	979	2,18	14,75
12	1058	1020	1058	1067	2,28	16,04
13	1146	1108	1146	1155	2,59	19,52
14	1234	1196	1234	1243	2,89	24,42
15	1254	1216	1254	1264	2,92	98,56

\* Na carga corrigida do fuste, foi descontado o peso submerso do fuste e, na carga corrigida da ponta, foi somada a pressão de água no nível da célula

Aplicação do Método de Massad - Estaca E-B3

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ *	$A_l$ *	$P_o$	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,01	5	26	31	0,04
0,05	23	122	144	0,20
0,12	53	261	314	0,46
0,24	102	439	541	0,83
0,36	147	569	716	1,15
0,48	188	668	856	1,44
0,66	246	779	1024	1,82
0,92	319	890	1208	2,31
2,18	565	1125	1690	4,20
2,28	579	1135	1714	4,34
2,59	620	1161	1781	4,74
2,89	656	1181	1837	5,12
2,92	659	1183	1842	5,16
3,00	668	1188	1855	5,26
4,00	760	1233	1993	6,45
5,00	828	1263	2091	7,59
6,00	881	1283	2164	8,70
7,00	924	1298	2221	9,79
8,00	958	1309	2267	10,85
9,00	986	1318	2304	11,91
10,00	1011	1325	2336	12,96
12,00	1049	1336	2385	15,03
14,00	1078	1344	2423	17,09
16,00	1102	1350	2452	19,13
18,00	1120	1355	2475	21,17
20,00	1136	1359	2494	23,20

\* Cargas estimadas através das aproximações hiperbólicas

Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Estaca E-B3

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ *	$A_l$ *	$P_o$	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,01	5	26	31	0,01
0,05	23	122	144	0,05
0,12	53	261	314	0,12
0,24	102	439	541	0,24
0,36	147	569	716	0,36
0,48	188	668	856	0,48
0,66	246	779	1024	0,66
0,92	319	890	1208	0,92
2,18	565	1125	1690	2,18
2,28	579	1135	1714	2,28
2,59	620	1161	1781	2,59
2,89	656	1181	1837	2,89
2,92	659	1183	1842	2,92
3,00	668	1188	1855	3,00
4,00	760	1233	1993	4,00
5,00	828	1263	2091	5,00
6,00	881	1283	2164	6,00
7,00	924	1298	2221	7,00
8,00	958	1309	2267	8,00
9,00	986	1318	2304	9,00
10,00	1011	1325	2336	10,00
12,00	1049	1336	2385	12,00
14,00	1078	1344	2423	14,00
16,00	1102	1350	2452	16,00
18,00	1120	1355	2475	18,00
20,00	1136	1359	2494	20,00

\* Cargas estimadas através das aproximações hiperbólicas

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Estaca E-B3

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	44	224	269	0,10
0,20	86	386	472	0,20
0,40	161	605	766	0,40
0,60	227	746	973	0,60
0,80	286	844	1130	0,80
1,00	339	916	1255	1,00
2,00	537	1106	1643	2,00
3,00	668	1188	1855	3,00
4,00	760	1233	1993	4,00
5,00	828	1263	2091	5,00
7,00	924	1298	2221	7,00
9,00	986	1318	2304	9,00
11,00	1031	1331	2362	11,00
13,00	1065	1340	2405	13,00
15,00	1091	1347	2438	15,00

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Estaca E-B3

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	44	224	269	0,39
0,30	86	386	634	1,00
0,40	161	605	766	1,25
0,60	227	746	973	1,70
0,80	286	844	1130	2,09
1,00	339	916	1255	2,45
2,00	537	1106	1643	3,96
3,00	668	1188	1855	5,26
4,00	760	1233	1993	6,45
5,00	828	1263	2091	7,59
7,00	924	1298	2221	9,79
9,00	986	1318	2304	11,91
11,00	1031	1331	2362	14,00
13,00	1065	1340	2405	16,06
15,00	1091	1347	2438	18,11
18,00	1120	1355	2475	21,17
20,00	1136	1359	2494	23,20

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Estaca E-B3

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	44	269	313	0,36
0,20	86	435	520	0,65
0,40	161	639	800	1,13
0,50	195	708	903	1,34
0,80	286	851	1137	1,91
1,00	339	915	1254	2,25
1,50	450	1021	1471	3,02
2,00	537	1087	1625	3,72
2,50	609	1133	1741	4,38
3,00	668	1166	1834	5,01
4,00	760	1213	1972	6,20
5,00	828	1244	2072	7,34
8,00	958	1295	2253	10,60
12,00	1049	1328	2377	14,77
15,00	1091	1343	2433	17,85

\* Carga estimada através da aproximação hiperbólica

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Estaca E-B3

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	44	201	245	0,31
0,20	86	342	428	0,58
0,40	161	533	694	1,05
0,50	195	601	797	1,26
0,80	286	750	1036	1,83
1,00	339	819	1158	2,18
1,50	450	938	1388	2,96
2,00	537	1015	1552	3,67
2,50	609	1069	1678	4,33
3,00	668	1109	1777	4,96
4,00	760	1166	1926	6,16
5,00	828	1205	2033	7,31
8,00	958	1271	2229	10,58
12,00	1049	1314	2363	14,76
15,00	1091	1333	2423	17,85

\* Carga estimada através da aproximação hiperbólica

### C.3. OBRA C

#### C.3.1. Estaca PC-02

Leituras do Ensaio Bidirecional - Estaca PC-02						
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)	
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Ponta
Inicial	0	-	0	-	0,00	0,00
1	42	-	42	-	0,00	0,00
2	85	-	85	-	0,05	0,10
3	127	-	127	-	0,10	0,20
4	169	-	169	-	0,20	0,30
5	212	-	212	-	0,25	0,40
6	254	-	254	-	0,30	0,50
7	296	-	296	-	0,38	0,65
8	338	-	338	-	0,44	0,90
9	381	-	381	-	0,45	1,50
10	423	-	423	-	0,80	2,00
11	465	-	465	-	1,20	2,30
12	508	-	508	-	2,00	3,60
13	550	-	550	-	2,60	4,20
14	592	-	592	-	3,30	4,90
15	635	-	635	-	4,20	5,50
16	677	-	677	-	5,30	6,20
17	719	-	719	-	6,10	6,80
18	761	-	761	-	7,50	7,40
19	804	-	804	-	9,50	8,00
20	846	-	846	-	11,25	8,60
21	888	-	888	-	13,80	9,20
22	931	-	931	-	17,75	10,00
23	931	-	931	-	20,70	10,30

\* As cargas não foram corrigidas, para fins de comparação com os resultados obtidos por Fellenius (2014)



## Aplicação do Método de Massad - Estaca PC-02

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,20	127	169	296	0,44
0,44	228	338	567	0,90
0,80	321	423	744	1,42
2,00	423	508	931	2,78
4,20	550	635	1184	5,20
6,10	671	719	1390	7,29
9,50	904	804	1708	11,00
11,25	996 (1)	846	1842	12,87
13,80	1153 (1)	888	2041	15,62
17,75	1397 (1)	931	2328	19,87

(1) Cargas estimadas através da aproximação matemática do tipo rígido-elástico de Cambefort

## Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Estaca PC-02

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,20	127	169	296	0,20
0,44	228	338	567	0,44
0,80	321	423	744	0,80
2,00	423	508	931	2,00
4,20	550	635	1184	4,20
6,10	671	719	1390	6,10
9,50	904	804	1708	9,50
11,25	996 (1)	846	1842	11,25
13,80	1153 (1)	888	2041	13,80
17,75	1397 (1)	931	2328	17,75

(1) Cargas estimadas através da aproximação matemática do tipo rígido-elástico de Cambefort

## Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Estaca PC-02

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,20	312	96	408	0,20
0,50	331	210	541	0,50
1,00	362	347	709	1,00
4,00	547	680	1228	4,00
8,00	795	810	1604	8,00
10,00	918	842	1760	10,00
12,00	1042	865	1907	12,00
15,00	1227	889	2116	15,00
18,00	1413	906	2318	18,00

## Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Estaca PC-02

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	306	50	357	0,47
0,20	312	96	408	0,60
0,40	325	175	500	0,87
0,60	337	242	579	1,12
1,00	362	347	709	1,61
1,50	393	444	836	2,21
2,00	424	515	939	2,79
3,00	485	615	1100	3,92
4,00	547	680	1228	5,03
5,00	609	727	1336	6,12
7,00	733	788	1521	8,30
9,00	856	827	1684	10,46
11,00	980	854	1834	12,61
12,00	1042	865	1907	13,69
13,00	1104	874	1977	14,76
15,00	1227	889	2116	16,91
17,00	1351	901	2252	19,05

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Estaca PC-02

$y_p$ (mm)	$Q_p$ *	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,20	312	160	472	0,62
0,50	331	259	590	1,00
1,00	362	380	742	1,60
1,50	393	466	859	2,18
2,00	424	531	955	2,76
3,00	485	623	1109	3,88
4,00	547	685	1232	4,98
5,00	609	729	1338	6,07
6,00	671	763	1434	7,16
7,00	733	789	1522	8,24
9,00	856	828	1684	10,40
11,00	980	855	1835	12,55
13,00	1104	875	1978	14,70
15,00	1227	890	2117	16,85
17,00	1351	902	2253	18,99

\* Cargas estimadas através da aproximação matemática do tipo rígido-elástico de Cambefort

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Estaca PC-02

$y_p$ (mm)	$Q_p$ *	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,20	312	142	455	0,61
0,50	331	234	565	0,99
1,00	362	349	711	1,58
1,50	393	434	826	2,17
2,00	424	499	923	2,74
3,00	485	593	1078	3,86
4,00	547	767	1314	6,06
5,00	609	893	1503	8,23
6,00	671	997	1668	10,39
7,00	733	1089	1822	12,55
9,00	856	1111	1967	14,69
11,00	980	1128	2108	16,84
13,00	1104	1175	2279	19,52
15,00	1227	1219	2447	22,20
17,00	1351	1260	2611	24,88

\* Cargas estimadas através da aproximação matemática do tipo rígido-elástico de Cambefort

### C.3.2. Estaca PC-07

Leituras do Ensaio Bidirecional - Estaca PC-07						
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)	
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Ponta
Inicial	0	-	0	-	0,00	0,00
1	42	-	42	-	0,01	0,00
2	85	-	85	-	0,02	0,02
3	127	-	127	-	0,03	0,04
4	169	-	169	-	0,06	0,06
5	212	-	212	-	0,08	0,08
6	254	-	254	-	0,11	0,30
7	296	-	296	-	0,17	0,50
8	338	-	338	-	0,30	0,70
9	381	-	381	-	0,70	1,50
10	423	-	423	-	1,20	2,10
11	465	-	465	-	1,80	3,00
12	508	-	508	-	3,40	4,70
13	550	-	550	-	4,20	5,90
14	592	-	592	-	5,90	8,30
15	635	-	635	-	6,90	10,70
16	677	-	677	-	8,50	14,00
17	719	-	719	-	10,50	21,70
18	761	-	761	-	12,50	23,50
19	761	-	761	-	13,00	25,20

\* As cargas não foram corrigidas, para fins de comparação com os resultados obtidos por Fellenius (2014)

Aplicação do Método de Massad - Estaca PC-07

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,01	63	42	106	0,09
0,02	85	85	169	0,14
0,03	106	127	233	0,19
0,06	169	169	338	0,30
0,08	212	212	423	0,38
0,11	217	254	471	0,43
0,17	229	296	525	0,52
0,30	254	338	592	0,70
0,70	338	381	719	1,20
1,20	365	423	788	1,74
1,80	402	465	867	2,40
3,40	475	508	983	4,08
4,20	495	550	1045	4,92
5,90	550	592	1142	6,69
6,90	568	635	1202	7,73
8,50	596	677	1273	9,38
10,50	631	719	1350	11,43
12,50	658	761	1419	13,47
14,00	677	777 (1)	1453	15,00
21,70	719	843 (1)	1562	22,77
23,50	761	853 (1)	1615	24,62
25,20	761	862 (1)	1623	26,32

(1) Cargas estimadas através da aproximação hiperbólica

Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Estaca PC-07

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,01	63	42	106	0,01
0,02	85	85	169	0,02
0,03	106	127	233	0,03
0,06	169	169	338	0,06
0,08	212	212	423	0,08
0,11	217	254	471	0,11
0,17	229	296	525	0,17
0,30	254	338	592	0,30
0,70	338	381	719	0,70
1,20	365	423	788	1,20
1,80	402	465	867	1,80
3,40	475	508	983	3,40
4,20	495	550	1045	4,20
5,90	550	592	1142	5,90
6,90	568	635	1202	6,90
8,50	596	677	1273	8,50
10,50	631	719	1350	10,50
12,50	658	761	1419	12,50
14,00	677	777 (1)	1453	14,00
21,70	719	843 (1)	1562	21,70
23,50	761	853 (1)	1615	23,50
25,20	761	862 (1)	1623	25,20

(1) Cargas estimadas através da aproximação hiperbólica

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Estaca PC-07

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	25	24	50	0,14
0,20	49	47	97	0,27
0,40	93	91	184	0,53
0,60	132	130	262	0,79
1,00	200	199	399	1,28
1,50	269	272	540	1,88
2,00	324	332	656	2,46
3,00	409	427	836	3,58
4,00	470	499	969	4,68
5,00	517	554	1071	5,75
7,00	583	635	1218	7,85
9,00	627	691	1318	9,91
11,00	659	732	1392	11,96
13,00	684	763	1447	14,00
15,00	703	788	1491	16,03
17,00	718	808	1526	18,05
19,00	730	825	1555	20,07
21,00	741	839	1579	22,09
23,00	749	851	1600	24,10
25,00	757	861	1618	26,11
27,00	763	870	1633	28,13

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Estaca PC-07

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	25	24	50	0,10
0,20	49	47	97	0,20
0,30	72	69	141	0,30
0,50	113	111	224	0,50
1,50	269	272	540	1,50
2,50	370	383	754	2,50
8,00	607	665	1273	8,00
12,00	672	749	1421	12,00
16,00	711	799	1509	16,00
20,00	736	832	1568	20,00

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Estaca PC-07

$y_p$ (mm)	$Q_p$ * (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,20	49	52	101	0,27
0,50	113	119	232	0,66
1,00	200	211	411	1,28
1,50	269	284	552	1,88
2,00	324	344	668	2,46
3,00	409	437	846	3,58
5,00	517	560	1077	5,74
7,00	583	638	1221	7,84
9,00	627	693	1320	9,91
11,00	659	733	1393	11,96
13,00	684	764	1448	14,00
15,00	703	789	1491	16,03
17,50	721	813	1534	18,55
20,00	736	833	1568	21,08
22,50	747	849	1596	23,60

\* Cargas estimadas através da aproximação hiperbólica

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Estaca PC-07

$y_p$ (mm)	$Q_p$ * (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,20	49	48	97	0,27
0,50	113	110	223	0,66
1,00	200	196	396	1,28
1,50	269	266	535	1,87
2,00	324	325	649	2,45
3,00	409	417	825	3,57
5,00	517	541	1058	5,73
7,00	583	622	1205	7,83
9,00	627	679	1306	9,90
11,00	659	721	1381	11,95
13,00	684	754	1438	13,99
15,00	703	781	1483	16,02
17,50	721	807	1528	18,55
20,00	736	828	1564	21,07
22,50	747	845	1592	23,59

\* Cargas estimadas através da aproximação hiperbólica

**C.4. OBRA D**

Leituras do Ensaio Bidirecional - Pile 1						
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)	
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Ponta
Inicial	0	0	0	0	0,00	0,00
1	120	47	120	166	0,00	0,10
2	240	167	240	286	0,00	0,20
3	360	287	360	406	0,00	0,80
4	480	407	480	526	0,00	1,50
5	600	527	600	646	0,00	2,10
6	720	647	720	766	0,08	2,70
7	840	767	840	886	0,10	3,50
8	960	887	960	1006	0,10	4,10
9	1080	1007	1080	1126	0,15	4,80
10	1200	1127	1200	1246	0,20	5,30
11	1320	1247	1320	1366	0,25	5,80
12	1440	1367	1440	1486	0,30	6,20
13	1560	1487	1560	1606	0,40	7,20
14	1680	1607	1680	1726	0,50	8,00
15	1800	1727	1800	1846	0,65	8,30
16	1920	1847	1920	1966	0,80	8,90
17	2040	1967	2040	2086	0,90	9,60
18	2160	2087	2160	2206	1,00	10,90
19	2280	2207	2280	2326	1,10	11,25
20	2400	2327	2400	2446	1,20	11,75
21	2520	2447	2520	2566	1,30	12,20
22	2640	2567	2640	2686	1,40	12,60
23	2760	2687	2760	2806	1,55	13,15
24	2880	2807	2880	2926	1,70	13,60

\* Na carga corrigida do fuste, foi descontado o peso submerso do fuste e, na carga corrigida da ponta, foi somada a pressão de água no nível da célula

Aplicação do Método de Massad - Pile 1

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ *	$A_l$ *	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	250	0	250	0,19
0,20	288	610	899	0,71
0,40	327	1097	1423	1,18
0,60	365	1494	1858	1,60
0,80	403	1823	2227	1,99
1,00	442	2102	2543	2,35
1,20	480	2340	2820	2,69
1,40	518	2546	3064	3,02
1,60	556	2726	3283	3,34
1,80	595	2885	3480	3,65
2,00	633	3000	3633	3,93
2,50	729	3000	3729	4,50
3,00	825	3000	3825	5,07
3,50	920	3000	3920	5,65
4,00	1016	3000	4016	6,22
4,50	1112	3000	4112	6,79
5,00	1208	3000	4208	7,36
5,50	1303	3000	4303	7,94
6,00	1399	3000	4399	8,51
6,50	1495	3000	4495	9,08
7,00	1591	3000	4591	9,65
7,75	1734	3000	4734	10,51
8,50	1878	3000	4878	11,37
9,25	2022	3000	5022	12,23
10,00	2165	3000	5165	13,09
11,00	2357	3000	5357	14,23
12,00	2549	3000	5549	15,38
13,00	2740	3000	5740	16,52
14,00	2932	3000	5932	17,67

\* Cargas estimadas através de aproximações matemáticas

Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Pile 1

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ *	$A_l$ *	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	250	0	250	0,00
0,20	288	610	899	0,20
0,40	327	1097	1423	0,40
0,60	365	1494	1858	0,60
0,80	403	1823	2227	0,80
1,00	442	2102	2543	1,00
1,20	480	2340	2820	1,20
1,40	518	2546	3064	1,40
1,60	556	2726	3283	1,60
1,80	595	2885	3480	1,80
2,00	633	3000	3633	2,00
2,50	729	3000	3729	2,50
3,00	825	3000	3825	3,00
3,50	920	3000	3920	3,50
4,00	1016	3000	4016	4,00
4,50	1112	3000	4112	4,50
5,00	1208	3000	4208	5,00
5,50	1303	3000	4303	5,50
6,00	1399	3000	4399	6,00
6,50	1495	3000	4495	6,50
7,00	1591	3000	4591	7,00
7,75	1734	3000	4734	7,75
8,50	1878	3000	4878	8,50
9,25	2022	3000	5022	9,25
10,00	2165	3000	5165	10,00
11,00	2357	3000	5357	11,00
12,00	2549	3000	5549	12,00
13,00	2740	3000	5740	13,00
14,00	2932	3000	5932	14,00

\* Cargas estimadas através de aproximações matemáticas

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Pile 1

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	250	0	0	0,00
0,10	269	323	593	0,10
0,20	288	610	899	0,20
0,40	327	1097	1423	0,40
0,60	365	1494	1858	0,60
1,00	442	2102	2543	1,00
1,50	537	2639	3176	1,50
2,00	633	3000	3633	2,00
3,00	825	3000	3825	3,00
4,00	1016	3000	4016	4,00
5,00	1208	3000	4208	5,00
7,00	1591	3000	4591	7,00
9,00	1974	3000	4974	9,00
11,00	2357	3000	5357	11,00
13,00	2740	3000	5740	13,00
14,00	2932	3000	5932	14,00

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Pile 1

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	250	0	0	0,19
0,10	269	323	593	0,46
0,20	288	610	899	0,71
0,40	327	1097	1423	1,18
0,60	365	1494	1858	1,60
0,80	403	1823	2227	1,99
1,20	480	2340	2820	2,69
1,80	595	2885	3480	3,65
2,40	710	3000	3710	4,39
2,80	786	3000	3786	4,85
3,20	863	3000	3863	5,30
3,80	978	3000	3978	5,99
4,60	1131	3000	4131	6,91
5,60	1323	3000	4323	8,05
7,40	1667	3000	4667	10,11
8,80	1936	3000	4936	11,71
11,60	2472	3000	5472	14,92
15,00	3123	3000	6123	18,81

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Pile 1

$y_p$ (mm)	$Q_p$ * (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	269	580	849	0,49
0,20	288	844	1132	0,70
0,40	327	1282	1609	1,08
0,50	346	1467	1813	1,27
0,80	403	1926	2329	1,78
1,00	442	2172	2613	2,11
1,50	537	2650	3187	2,86
2,00	633	2897	3530	3,55
3,00	825	3000	3825	4,76
5,00	1208	3000	4208	7,05
7,00	1591	3000	4591	9,34
9,00	1974	3000	4974	11,63
11,00	2357	3000	5357	13,92
13,00	2740	3000	5740	16,21
15,00	3123	3000	6123	18,50

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Pile 1

$y_p$ (mm)	$Q_p$ * (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	269	561	830	0,48
0,20	288	818	1106	0,69
0,40	327	1246	1573	1,07
0,50	346	1428	1774	1,25
0,80	403	1880	2283	1,77
1,00	442	2124	2565	2,09
1,50	537	2599	3137	2,85
2,00	633	2873	3506	3,54
3,00	825	3000	3825	4,76
5,00	1208	3000	4208	7,05
7,00	1591	3000	4591	9,34
9,00	1974	3000	4974	11,63
11,00	2357	3000	5357	13,92
13,00	2740	3000	5740	16,21
15,00	3123	3000	6123	18,50

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática



## C.5. OBRA E

### C.5.1. Estaca PCE03

Leituras do Ensaio Bidirecional - Estaca PCE03							
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)		
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Fuste (topo da célula)	Ponta
Inicial	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
1	54	10	54	79	0,00	0,00	0,00
2	108	64	108	133	0,00	0,00	0,00
3	163	118	163	187	0,00	0,00	0,00
4	217	173	217	241	0,02	0,00	0,00
5	271	227	271	295	0,02	0,00	0,00
6	325	281	325	350	0,04	0,02	0,00
7	380	335	380	404	0,12	0,14	0,10
8	434	389	434	458	0,33	0,44	0,45
9	488	444	488	512	0,42	0,61	0,63
10	542	498	542	567	0,54	0,77	0,79
11	597	552	597	621	0,72	0,99	1,01
12	651	606	651	675	0,89	1,21	1,21
13	705	661	705	729	1,12	1,48	1,43
14	759	715	759	784	1,32	1,69	1,63
15	814	769	814	838	1,61	2,04	1,94
16	868	823	868	892	1,95	2,51	2,31
17	922	878	922	946	2,26	2,81	2,54
18	976	932	976	1001	2,59	3,20	2,80
19	1031	986	1031	1055	3,04	3,72	3,13
20	1085	1040	1085	1109	3,52	4,24	3,44
21	1139	1095	1139	1163	4,65	5,48	3,97

\* Na carga corrigida do fuste, foi descontado o peso submerso do fuste e, na carga corrigida da ponta, foi somada a pressão de água no nível da célula

## Aplicação do Método de Massad - Estaca PCE03

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)		
				$c'$ variável	$c'$ equivalente	$c'$ estimado pelo SPT
0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00
0,00	133	10	143	0,34	0,34	0,35
0,00	241	64	305	0,62	0,62	0,72
0,00	350	118	468	0,89	0,89	1,09
0,02	361	173	533	0,92	0,88	1,22
0,02	361	227	587	0,92	0,88	1,31
0,04	371	281	652	0,97	0,93	1,45
0,12	407	335	742	1,99	1,21	1,71
0,33	440	389	829	2,33	1,76	2,09
0,42	454	444	897	2,52	2,12	2,30
0,54	485	498	983	2,82	2,43	2,59
0,72	543	552	1095	3,24	2,87	3,01
0,89	591	606	1198	3,62	3,31	3,39
1,12	651	661	1311	4,10	3,80	3,86
1,32	702	715	1417	4,56	4,16	4,28
1,61	778	769	1547	5,13	4,82	4,85
1,95	839	823	1663	5,63	5,68	5,44
2,26	885	878	1762	6,20	6,08	5,95
2,59	957	932	1889	6,80	6,77	6,56
3,04	1040	986	2026	7,53	7,63	7,31
3,52	1117	1040	2158	8,30	8,42	8,07
4,65	1203 (1)	1095	2298	9,68	10,08	9,51

\* Carga estimada através de aproximação matemática

## Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Estaca PCE03

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,00	133	10	143	0,00
0,00	241	64	305	0,00
0,00	350	118	468	0,00
0,02	361	173	533	0,02
0,02	361	227	587	0,02
0,04	371	281	652	0,04
0,12	407	335	742	0,12
0,33	440	389	829	0,33
0,42	454	444	897	0,42
0,54	485	498	983	0,54
0,72	543	552	1095	0,72
0,89	591	606	1198	0,89
1,12	651	661	1311	1,12
1,32	702	715	1417	1,32
1,61	778	769	1547	1,61
1,95	839	823	1663	1,95
2,26	885	878	1762	2,26
2,59	957	932	1889	2,59
3,04	1040	986	2026	3,04
3,52	1117	1040	2158	3,52
4,65	1203	1095	2298	4,65

\* Carga estimada através de aproximação matemática

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Estaca PCE03

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	377	112	489	0,10
0,20	404	206	610	0,20
0,40	458	357	815	0,40
0,60	512	473	985	0,60
1,00	620	638	1258	1,00
1,50	753	773	1526	1,50
2,00	874	864	1738	2,00
2,50	966	930	1897	2,50
3,00	1040	980	2020	3,00
3,50	1100	1019	2119	3,50
4,00	1150	1050	2200	4,00
4,50	1192	1076	2268	4,50
5,00	1228	1098	2325	5,00
5,50	1259	1116	2375	5,50
6,00	1286	1132	2417	6,00

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Estaca PCE03

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	377	112	489	1,27
0,20	404	206	610	1,62
0,40	458	357	815	2,24
0,60	512	473	985	2,80
0,80	566	564	1130	3,31
1,20	661	699	1360	4,21
1,60	780	794	1574	5,09
2,00	874	864	1738	5,86
2,40	950	918	1868	6,55
2,80	1013	962	1974	7,20
3,20	1066	997	2062	7,80
3,60	1111	1026	2137	8,37
4,00	1150	1050	2200	8,91
4,40	1184	1071	2255	9,44
4,80	1214	1089	2304	9,95
5,20	1241	1105	2346	10,45
5,60	1264	1119	2384	10,94

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Estaca PCE03

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	377	448	825	1,53
0,20	404	515	919	1,79
0,40	458	620	1078	2,27
0,50	485	662	1147	2,50
0,80	566	764	1330	3,15
1,00	620	816	1436	3,56
1,50	753	912	1665	4,53
2,00	874	979	1852	5,43
2,50	966	1026	1992	6,23
3,00	1040	1061	2102	6,97
3,50	1100	1090	2190	7,67
4,00	1150	1113	2263	8,33
4,50	1192	1132	2324	8,96
5,00	1228	1148	2376	9,57
5,50	1259	1162	2421	10,17

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Estaca PCE03

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	377	245	622	1,31
0,20	404	293	697	1,54
0,40	458	378	836	1,98
0,50	485	417	902	2,20
0,80	566	518	1084	2,84
1,00	620	575	1195	3,25
1,50	753	695	1448	4,24
2,00	874	787	1661	5,17
2,50	966	859	1825	6,00
3,00	1040	917	1957	6,77
3,50	1100	965	2066	7,49
4,00	1150	1006	2157	8,17
4,50	1192	1042	2234	8,83
5,00	1228	1074	2301	9,46
5,50	1259	1101	2360	10,08

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

### C.5.2. Estaca PCE04

Leituras do Ensaio Bidirecional - Estaca PCE04							
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)		
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Fuste (topo da célula)	Ponta
Inicial	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
1	54	10	54	79	0,00	0,00	0,00
2	108	65	108	133	0,01	0,01	0,07
3	163	119	163	188	0,03	0,04	0,15
4	217	173	217	242	0,07	0,12	0,28
5	271	227	271	296	0,13	0,22	0,52
6	325	282	325	350	0,23	0,38	0,83
7	380	336	380	404	0,31	0,50	1,15
8	434	390	434	459	0,43	0,65	1,55
9	488	444	488	513	0,57	0,83	2,32
10	542	498	542	567	0,73	1,05	3,56
11	597	553	597	621	0,96	1,31	4,61
12	651	607	651	676	1,18	1,57	5,62
13	705	661	705	730	1,52	1,93	8,44
14	759	715	759	784	1,84	2,35	10,24
15	814	770	814	838	2,20	2,76	11,59
16	868	824	868	893	2,67	3,30	13,13
17	922	878	922	947	3,21	3,90	14,71
18	976	932	976	1001	3,78	4,52	16,24
19	1031	987	1031	1055	4,32	5,09	18,91
20	1085	1041	1085	1110	5,11	5,89	21,89
21	1139	1095	1139	1164	7,69	8,64	26,01

\* Na carga corrigida do fuste, foi descontado o peso submerso do fuste e, na carga corrigida da ponta, foi somada a pressão de água no nível da célula

Aplicação do Método de Massad - Estaca PCE04

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)		
				$c'$ variável	$c'$ equivalente	$c'$ estimado pelo SPT
0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00
0,00	79	10	89	0,20	0,20	0,22
0,01	87	65	151	0,23	0,23	0,33
0,03	102	119	221	0,58	0,31	0,48
0,07	133	173	306	0,80	0,53	0,68
0,13	174	227	401	1,06	0,78	0,93
0,23	221	282	502	1,36	1,14	1,23
0,31	249	336	584	1,61	1,39	1,47
0,43	276	390	666	1,91	1,65	1,74
0,57	305	444	749	2,22	1,95	2,04
0,73	333	498	831	2,53	2,33	2,36
0,96	372	553	925	2,97	2,73	2,77
1,18	409	607	1016	3,38	3,13	3,17
1,52	455	661	1116	3,96	3,64	3,71
1,84	479	715	1195	4,38	4,25	4,18
2,20	505	770	1274	4,89	4,79	4,69
2,67	528	824	1352	5,49	5,49	5,30
3,21	552	878	1430	6,17	6,23	5,99
3,78	579	932	1511	6,89	6,98	6,71
4,32	606	987	1593	7,61	7,66	7,41
5,11	648	1041	1689	8,64	8,58	8,39
7,69	716	1095	1811	11,36	11,73	11,22
8,44	730	1085 (1)	1815		12,24	11,99
10,24	784	1107 (1)	1891		14,22	13,97
11,59	838	1120 (1)	1958		15,73	15,48
13,13	893	1131 (1)	2024		17,42	17,17
14,71	947	1140 (1)	2087		19,16	18,90
16,24	1001	1148 (1)	2149		20,84	20,58
18,91	1055	1158 (1)	2214		23,67	23,41
21,89	1110	1167 (1)	2276		26,80	26,54
26,01	1164	1176 (1)	2340		31,08	30,81

(1) Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Estaca PCE04

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,00	79	10	89	0,00
0,01	87	65	151	0,01
0,03	102	119	221	0,03
0,07	133	173	306	0,07
0,13	174	227	401	0,13
0,23	221	282	502	0,23
0,31	249	336	584	0,31
0,43	276	390	666	0,43
0,57	305	444	749	0,57
0,73	333	498	831	0,73
0,96	372	553	925	0,96
1,18	409	607	1016	1,18
1,52	455	661	1116	1,52
1,84	479	715	1195	1,84
2,20	505	770	1274	2,20
2,67	528	824	1352	2,67
3,21	552	878	1430	3,21
3,78	579	932	1511	3,78
4,32	606	987	1593	4,32
5,11	648	1041	1689	5,11
7,69	716	1095	1811	7,69
8,44	730	1085 (1)	1815	8,44
10,24	784	1107 (1)	1891	10,24
11,59	838	1120 (1)	1958	11,59
13,13	893	1131 (1)	2024	13,13
14,71	947	1140 (1)	2087	14,71
16,24	1001	1148 (1)	2149	16,24
18,91	1055	1158 (1)	2214	18,91
21,89	1110	1167 (1)	2276	21,89
26,01	1164	1176 (1)	2340	26,01

(1) Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Estaca PCE04

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	18	103	121	0,10
0,20	36	190	226	0,20
0,40	71	328	399	0,40
0,60	104	434	538	0,60
1,00	165	586	751	1,00
1,50	235	709	944	1,50
2,00	298	792	1090	2,00
2,50	354	853	1207	2,50
3,00	406	898	1304	3,00
4,00	496	962	1459	4,00
5,00	573	1005	1578	5,00
6,00	638	1036	1675	6,00
7,00	695	1060	1755	7,00
8,00	745	1078	1823	8,00
9,00	789	1092	1881	9,00
11,00	863	1114	1977	11,00
15,00	972	1142	2114	15,00
20,00	1065	1162	2226	20,00
25,00	1129	1174	2303	25,00

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Estaca PCE04

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	18	103	121	0,33
0,20	36	190	226	0,63
0,40	71	328	399	1,17
0,60	104	434	538	1,64
0,80	135	518	653	2,07
1,20	194	641	836	2,84
1,60	248	728	976	3,53
2,00	298	792	1090	4,17
2,50	354	853	1207	4,93
3,00	406	898	1304	5,64
3,50	453	934	1387	6,32
4,00	496	962	1459	6,98
4,50	536	986	1522	7,63
5,00	573	1005	1578	8,26
6,00	638	1036	1675	9,48
7,00	695	1060	1755	10,66
8,00	745	1078	1823	11,82
9,00	789	1092	1881	12,96
11,00	863	1114	1977	15,19
15,00	972	1142	2114	19,52
20,00	1065	1162	2226	24,79
25,00	1129	1174	2303	29,97

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Estaca PCE04

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	18	125	143	0,29
0,20	36	223	259	0,55
0,40	71	369	440	1,01
0,50	88	426	514	1,22
0,80	135	557	692	1,81
1,00	165	622	787	2,17
1,50	235	740	975	3,01
2,00	298	820	1118	3,77
2,50	354	879	1233	4,50
5,00	573	1032	1605	7,76
7,00	695	1089	1784	10,15
9,00	789	1125	1914	12,44
11,00	863	1149	2012	14,66
15,00	972	1181	2153	18,98
20,00	1065	1205	2269	24,25

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Estaca PCE04

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	18	88	107	0,25
0,20	36	163	200	0,48
0,40	71	285	356	0,91
0,50	88	335	423	1,12
0,80	135	457	592	1,69
1,00	165	521	687	2,05
1,50	235	643	878	2,88
2,00	298	731	1028	3,66
2,50	354	797	1151	4,39
5,00	573	980	1552	7,69
7,00	695	1052	1747	10,10
9,00	789	1098	1887	12,40
11,00	863	1131	1993	14,63
15,00	972	1173	2145	18,97
20,00	1065	1206	2270	24,25

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

### C.5.3. Estaca PCE05

Leituras do Ensaio Bidirecional - Estaca PCE05							
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)		
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Fuste (topo da célula)	Ponta
Inicial	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
1	59	12	59	84	0,00	0,00	0,00
2	118	71	118	143	0,00	0,00	0,00
3	176	130	176	202	0,01	0,00	0,00
4	235	189	235	261	0,01	0,01	0,00
5	294	247	294	319	0,01	0,04	0,00
6	353	306	353	378	0,03	0,09	0,00
7	411	365	411	437	0,07	0,18	0,08
8	470	424	470	496	0,13	0,29	0,21
9	529	482	529	555	0,17	0,34	0,28
10	588	541	588	613	0,30	0,56	0,56
11	646	600	646	672	0,41	0,73	0,79
12	705	659	705	731	0,57	0,97	1,18
13	764	717	764	790	0,73	1,22	1,53
14	823	776	823	848	0,96	1,51	1,96
15	881	835	881	907	1,26	1,84	2,46
16	940	894	940	966	1,61	2,25	3,01
17	999	952	999	1025	1,96	2,65	3,56
18	1058	1011	1058	1083	2,37	3,16	4,16
19	1116	1070	1116	1142	2,83	3,71	4,80
20	1175	1129	1175	1201	3,62	4,52	5,70
21	1234	1187	1234	1260	4,60	5,39	6,61

\* Na carga corrigida do fuste, foi descontado o peso submerso do fuste e, na carga corrigida da ponta, foi somada a pressão de água no nível da célula

## Aplicação do Método de Massad - Estaca PCE05

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)		
				$c'$ variável	$c'$ equivalente	$c'$ estimado pelo SPT
0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00
0,00	189	12	201	0,51	0,51	0,53
0,00	378	71	449	1,01	1,01	1,13
0,01	386	130	515	1,03	1,01	1,25
0,01	386	189	574	1,04	1,04	1,35
0,01	386	247	633	1,67	1,13	1,44
0,03	400	306	706	1,86	1,27	1,60
0,07	430	365	795	2,09	1,53	1,81
0,13	460	424	883	2,33	1,82	2,05
0,17	478	482	960	2,57	1,93	2,23
0,30	559	541	1100	2,98	2,54	2,67
0,41	582	600	1182	3,25	2,88	2,94
0,57	616	659	1274	3,58	3,36	3,29
0,73	657	717	1374	3,92	3,88	3,65
0,96	698	776	1474	4,36	4,39	4,09
1,26	744	835	1579	4,91	4,90	4,61
1,61	800	894	1694	5,51	5,57	5,20
1,96	848	952	1801	6,09	6,20	5,78
2,37	897	1011	1908	6,69	7,02	6,41
2,83	947	1070	2017	7,35	7,87	7,10
3,62	1030	1129	2159	8,50	8,94	8,21
4,60	1124	1187	2311	10,00	9,86	9,53
5,50	1192 (1)	1193 (1)	2385	11,06	11,06	10,63
6,50	1245 (1)	1215 (1)	2460		12,24	11,80
7,50	1287 (1)	1232 (1)	2519		13,39	12,94

(1) Cargas estimadas através de aproximação matemática

## Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Estaca PCE05

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,00	189	12	201	0,00
0,00	378	71	449	0,00
0,01	386	130	515	0,01
0,01	386	189	574	0,01
0,01	386	247	633	0,01
0,03	400	306	706	0,03
0,07	430	365	795	0,07
0,13	460	424	883	0,13
0,17	478	482	960	0,17
0,30	559	541	1100	0,30
0,41	582	600	1182	0,41
0,57	616	659	1274	0,57
0,73	657	717	1374	0,73
0,96	698	776	1474	0,96
1,26	744	835	1579	1,26
1,61	800	894	1694	1,61
1,96	848	952	1801	1,96
2,37	897	1011	1908	2,37
2,83	947	1070	2017	2,83
3,62	1030	1129	2159	3,62
4,60	1124	1187	2311	4,60
5,50	1192 (1)	1193 (1)	2385	5,50
6,50	1245 (1)	1215 (1)	2460	6,50
7,50	1287 (1)	1232 (1)	2519	7,50

(1) Cargas estimadas através de aproximação matemática



Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Estaca PCE05

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	516	163	679	0,10
0,20	532	292	824	0,20
0,40	564	480	1044	0,40
0,60	596	611	1207	0,60
1,00	660	782	1442	1,00
1,50	740	910	1650	1,50
2,00	820	991	1811	2,00
2,50	900	1047	1947	2,50
3,00	980	1088	2068	3,00
4,00	1079	1143	2223	4,00
5,00	1159	1180	2339	5,00
6,00	1220	1205	2425	6,00
7,00	1267	1224	2491	7,00
8,00	1305	1239	2544	8,00
9,00	1336	1250	2587	9,00

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Estaca PCE05

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	516	163	679	1,81
0,20	532	292	824	2,20
0,40	564	480	1044	2,86
0,60	596	611	1207	3,41
0,80	628	708	1336	3,88
1,20	692	842	1534	4,72
1,60	756	929	1685	5,46
2,00	820	991	1811	6,16
2,50	900	1047	1947	6,98
3,00	980	1088	2068	7,78
3,50	1028	1119	2147	8,47
4,00	1079	1143	2223	9,15
4,50	1122	1163	2286	9,81
5,00	1159	1180	2339	10,44
6,00	1220	1205	2425	11,65
7,00	1267	1224	2491	12,82
8,00	1305	1239	2544	13,95

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Estaca PCE05

$y_p$ (mm)	$Q_p$ * (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	516	683	1199	2,27
0,20	532	734	1266	2,49
0,40	564	815	1379	2,90
0,50	580	847	1427	3,10
0,80	628	922	1550	3,64
1,00	660	961	1621	3,99
1,50	740	1031	1771	4,81
2,00	820	1079	1899	5,60
2,50	900	1115	2015	6,37
3,00	980	1142	2122	7,13
3,50	1028	1162	2190	7,79
4,00	1079	1179	2258	8,45
5,00	1159	1204	2364	9,70
6,00	1220	1223	2443	10,89
7,00	1267	1237	2504	12,04

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Estaca PCE05

$y_p$ (mm)	$Q_p$ * (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	516	371	887	1,88
0,20	532	416	948	2,08
0,40	564	495	1059	2,48
0,50	580	531	1111	2,67
0,80	628	626	1254	3,23
1,00	660	680	1340	3,59
1,50	740	792	1532	4,47
2,00	820	879	1699	5,31
2,50	900	950	1850	6,12
3,00	980	1009	1989	6,92
3,50	1028	1056	2084	7,62
4,00	1079	1096	2175	8,31
5,00	1159	1161	2320	9,62
6,00	1220	1211	2431	10,85
7,00	1267	1251	2519	12,04

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

**C.5.4. Estaca PCE06**

Leituras do Ensaio Bidirecional - Estaca PCE06							
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)		
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Fuste (topo da célula)	Ponta
Inicial	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
1	54	7	54	78	0,00	0,00	0,00
2	108	61	108	132	0,00	0,00	0,00
3	163	115	163	186	0,00	0,00	0,00
4	217	169	217	240	0,00	0,00	0,00
5	271	223	271	295	0,00	0,06	0,09
6	325	278	325	349	0,10	0,19	0,23
7	380	332	380	403	0,20	0,34	0,31
8	434	386	434	457	0,30	0,60	0,35
9	488	440	488	512	0,47	0,86	0,50
10	542	495	542	566	0,55	1,13	0,61
11	597	549	597	620	0,70	1,41	0,76
12	651	603	651	674	1,01	1,82	1,01
13	705	657	705	729	1,41	2,25	1,23
14	759	712	759	783	1,80	2,76	1,45
15	814	766	814	837	2,30	3,43	1,84
16	868	820	868	891	2,67	3,84	2,04
17	922	874	922	946	3,49	4,59	2,36
18	976	929	976	1000	4,17	5,12	2,62
19	1031	983	1031	1054	5,25	6,12	3,04
20	1085	1037	1085	1108	6,26	7,15	3,46
21	1139	1091	1139	1163	8,24	9,56	4,17

\* Na carga corrigida do fuste, foi descontado o peso submerso do fuste e, na carga corrigida da ponta, foi somada a pressão de água no nível da célula

## Aplicação do Método de Massad - Estaca PCE06

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)		
				$c'$ variável	$c'$ equivalente	$c'$ estimado pelo SPT
0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00
0,00	80	9	88	0,21	0,21	0,22
0,00	134	63	197	0,35	0,35	0,45
0,00	188	117	305	0,50	0,50	0,67
0,00	243	171	414	0,64	0,64	0,90
0,00	243	226	468	1,18	0,71	0,98
0,10	301	280	580	1,54	1,00	1,31
0,20	339	334	673	1,84	1,25	1,60
0,30	398	388	787	2,08	1,69	1,93
0,47	503	443	945	2,58	2,24	2,46
0,55	538	497	1035	2,70	2,63	2,72
0,70	600	551	1151	3,03	3,09	3,11
1,01	676	605	1282	3,58	3,71	3,70
1,41	775	659	1435	4,36	4,40	4,44
1,80	834	714	1547	4,93	5,08	5,07
2,30	937	768	1705	5,67	6,05	5,93
2,67	1008	822	1831	6,33	6,65	6,56
3,49	1113	876	1989	7,64	7,67	7,74
4,17	1165	931	2095	8,75	8,32	8,64
5,25	1191 (1)	985	2176	10,13	9,38	9,87
6,26	1227 (1)	1039	2266	11,36	10,50	11,06
8,24	1275 (1)	1093	2369	13,18	13,10	13,24

(1) Cargas estimadas através de aproximação matemática

## Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Estaca PCE06

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,00	80	9	88	0,00
0,00	134	63	197	0,00
0,00	188	117	305	0,00
0,00	243	171	414	0,00
0,00	243	226	468	0,00
0,10	301	280	580	0,10
0,20	339	334	673	0,20
0,30	398	388	787	0,30
0,47	503	443	945	0,47
0,55	538	497	1035	0,55
0,70	600	551	1151	0,70
1,01	676	605	1282	1,01
1,41	775	659	1435	1,41
1,80	834	714	1547	1,80
2,30	937	768	1705	2,30
2,67	1008	822	1831	2,67
3,49	1113	876	1989	3,49
4,17	1165	931	2095	4,17
5,25	1191 (1)	985	2176	5,25
6,26	1227 (1)	1039	2266	6,26
8,24	1275 (1)	1093	2369	8,24

(1) Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Estaca PCE06

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	115	87	202	0,10
0,20	214	162	376	0,20
0,40	373	288	661	0,40
0,60	496	387	883	0,60
1,00	673	535	1208	1,00
1,50	820	661	1481	1,50
2,00	921	750	1670	2,00
2,50	994	815	1809	2,50
3,00	1049	866	1915	3,00
4,00	1128	938	2066	4,00
5,00	1181	988	2168	5,00
6,00	1219	1024	2243	6,00
7,00	1248	1051	2299	7,00
8,00	1270	1073	2343	8,00
9,00	1289	1090	2379	9,00

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Estaca PCE06

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	115	87	202	0,53
0,20	214	162	376	0,99
0,40	373	288	661	1,79
0,60	496	387	883	2,45
0,80	594	468	1061	3,02
1,20	740	591	1331	3,98
1,60	843	681	1525	4,78
2,00	921	750	1670	5,48
2,50	994	815	1809	6,26
3,00	1049	866	1915	6,98
3,50	1092	906	1998	7,65
4,00	1128	938	2066	8,29
4,50	1156	965	2122	8,90
5,00	1181	988	2168	9,50
6,00	1219	1024	2243	10,65
7,00	1248	1051	2299	11,77
8,00	1270	1073	2343	12,86

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Estaca PCE06

$y_p$ (mm)	$Q_p$ * (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	115	190	306	0,61
0,20	214	314	528	1,12
0,40	373	471	843	1,93
0,50	438	525	963	2,28
0,80	594	641	1235	3,14
1,00	673	695	1369	3,63
1,50	820	790	1611	4,65
2,00	921	854	1775	5,51
2,50	994	901	1894	6,27
3,00	1049	937	1986	6,97
3,50	1092	967	2059	7,63
4,00	1128	991	2119	8,26
5,00	1181	1030	2210	9,46
6,00	1219	1059	2278	10,60
7,00	1248	1082	2330	11,71

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Estaca PCE06

$y_p$ (mm)	$Q_p$ * (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	115	112	227	0,53
0,20	214	197	411	0,99
0,40	373	322	695	1,75
0,50	438	371	809	2,09
0,80	594	482	1075	2,94
1,00	673	538	1211	3,42
1,50	820	643	1463	4,45
2,00	921	720	1640	5,32
2,50	994	779	1773	6,10
3,00	1049	828	1877	6,82
3,50	1092	868	1961	7,49
4,00	1128	903	2031	8,13
5,00	1181	960	2141	9,35
6,00	1219	1005	2224	10,52
7,00	1248	1042	2289	11,65

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

### C.5.5. Estaca PCE07

Leituras do Ensaio Bidirecional - Estaca PCE07							
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)		
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Fuste (topo da célula)	Ponta
Inicial	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
1	54	2	54	81	0,00	0,00	0,00
2	108	56	108	135	0,00	0,01	0,00
3	163	111	163	189	0,00	0,01	0,00
4	217	165	217	243	0,05	0,05	0,00
5	271	219	271	298	0,08	0,11	0,00
6	325	273	325	352	0,14	0,24	0,05
7	380	328	380	406	0,21	0,36	0,19
8	434	382	434	460	0,34	0,57	0,41
9	488	436	488	515	0,47	0,75	0,59
10	542	490	542	569	0,53	0,93	0,75
11	597	545	597	623	0,72	1,14	0,93
12	651	599	651	677	0,85	1,33	1,09
13	705	653	705	732	1,09	1,62	1,32
14	759	707	759	786	1,29	1,86	1,49
15	814	761	814	840	1,50	2,12	1,68
16	868	816	868	894	1,81	2,50	1,93
17	922	870	922	948	2,14	2,85	2,11
18	976	924	976	1003	2,48	3,25	2,36
19	1031	978	1031	1057	2,90	3,75	2,62
20	1085	1033	1085	1111	3,50	4,48	2,99
21	1139	1087	1139	1165	5,33	6,25	3,45

\* Na carga corrigida do fuste, foi descontado o peso submerso do fuste e, na carga corrigida da ponta, foi somada a pressão de água no nível da célula

## Aplicação do Método de Massad - Estaca PCE07

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)		
				$c'$ variável	$c'$ equivalente	$c'$ estimado pelo SPT
0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00
0,00	135	2	137	0,39	0,39	0,40
0,00	243	56	300	0,86	0,73	0,80
0,00	298	111	408	1,18	0,89	1,05
0,05	352	165	517	1,07	1,07	1,36
0,08	363	219	583	1,75	1,21	1,51
0,14	387	273	660	1,96	1,52	1,73
0,21	411	328	739	2,21	1,79	1,97
0,34	443	382	825	2,51	2,22	2,28
0,47	478	436	914	2,85	2,58	2,61
0,53	496	490	987	3,00	3,00	2,81
0,72	559	545	1103	3,51	3,43	3,27
0,85	599	599	1198	3,86	3,83	3,61
1,09	677	653	1330	4,43	4,42	4,18
1,29	724	707	1432	4,89	4,86	4,60
1,50	789	761	1550	5,39	5,39	5,09
1,81	868	816	1684	6,02	6,11	5,73
2,14	955	870	1825	6,74	6,75	6,40
2,48	1028	924	1952	7,39	7,45	7,05
2,90	1098	978	2076	8,09	8,28	7,76
3,50	1168 (1)	1033	2201	8,93	9,42	8,66
5,33	1324 (1)	1087	2411	11,43	11,55	11,04

(1) Cargas estimadas através de aproximação matemática

## Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Estaca PCE07

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,00	135	2	137	0,00
0,00	243	56	300	0,00
0,00	298	111	408	0,00
0,05	352	165	517	0,05
0,08	363	219	583	0,08
0,14	387	273	660	0,14
0,21	411	328	739	0,21
0,34	443	382	825	0,34
0,47	478	436	914	0,47
0,53	496	490	987	0,53
0,72	559	545	1103	0,72
0,85	599	599	1198	0,85
1,09	677	653	1330	1,09
1,29	724	707	1432	1,29
1,50	789	761	1550	1,50
1,81	868	816	1684	1,81
2,14	955	870	1825	2,14
2,48	1028	924	1952	2,48
2,90	1098	978	2076	2,90
3,50	1168 (1)	1033	2201	3,50
5,33	1324 (1)	1087	2411	5,33

(1) Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Estaca PCE07

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	380	122	502	0,10
0,20	410	222	632	0,20
0,40	470	379	849	0,40
0,60	530	495	1025	0,60
1,00	650	656	1306	1,00
1,50	801	784	1585	1,50
2,00	929	868	1797	2,00
2,50	1027	928	1955	2,50
3,00	1105	973	2078	3,00
4,00	1221	1035	2256	4,00
5,00	1302	1076	2379	5,00
6,00	1363	1106	2469	6,00
7,00	1410	1128	2538	7,00
8,00	1448	1145	2593	8,00
9,00	1479	1159	2637	9,00

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Estaca PCE07

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	380	122	502	1,46
0,20	410	222	632	1,86
0,40	470	379	849	2,56
0,60	530	495	1025	3,18
0,80	590	585	1175	3,74
1,20	704	715	1419	4,75
1,60	830	803	1633	5,70
2,00	929	868	1797	6,52
2,50	1027	928	1955	7,43
3,00	1105	973	2078	8,25
3,50	1168	1007	2175	9,01
4,00	1221	1035	2256	9,72
4,50	1265	1058	2322	10,40
5,00	1302	1076	2379	11,05
5,50	1335	1092	2427	11,67

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Estaca PCE07

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	380	473	853	1,78
0,20	410	537	947	2,06
0,40	470	638	1108	2,59
0,50	500	679	1179	2,84
0,80	590	776	1366	3,56
1,00	650	826	1476	4,01
1,50	801	919	1720	5,10
2,00	929	981	1909	6,08
2,50	1027	1025	2052	6,93
3,00	1105	1058	2163	7,72
3,50	1168	1085	2253	8,44
4,00	1221	1106	2327	9,13
5,00	1302	1140	2442	10,42
5,00	1302	1140	2442	10,42
5,00	1302	1140	2442	10,42

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Estaca PCE07

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	380	238	618	1,48
0,20	410	282	692	1,73
0,40	470	363	833	2,22
0,50	500	400	900	2,46
0,80	590	497	1087	3,16
1,00	650	554	1204	3,62
1,50	801	674	1475	4,73
2,00	929	766	1694	5,74
2,50	1027	838	1865	6,63
3,00	1105	897	2002	7,45
3,50	1168	946	2115	8,21
4,00	1221	989	2210	8,93
5,00	1302	1059	2362	10,28
5,00	1302	1059	2362	10,28
5,00	1302	1059	2362	10,28

\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

**C.5.6. Estaca PCE08**

Leituras do Ensaio Bidirecional - Estaca PCE08							
Estágio de carregamento	Cargas Fuste (kN)		Cargas Ponta (kN)		Deslocamentos (mm)		
	Aplicada	Corrigida *	Aplicada	Corrigida *	Fuste (topo da estaca)	Fuste (topo da célula)	Ponta
Inicial	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
1	38	10	38	54	0,00	0,00	0,00
2	76	48	76	92	0,00	0,00	0,00
3	114	86	114	130	0,01	0,00	0,00
4	152	124	152	168	0,02	0,01	0,02
5	191	162	191	206	0,05	0,05	0,10
6	229	200	229	244	0,07	0,10	0,20
7	267	238	267	282	0,13	0,20	0,42
8	305	276	305	320	0,18	0,30	0,68
9	343	314	343	358	0,27	0,45	1,10
10	381	353	381	397	0,38	0,62	1,53
11	419	391	419	435	0,50	0,78	1,96
12	457	429	457	473	0,68	1,02	2,64
13	495	467	495	511	0,87	1,27	3,56
14	533	505	533	549	1,04	1,54	4,40
15	572	543	572	587	1,38	1,95	4,78
16	610	581	610	625	1,67	2,31	8,94
17	648	619	648	663	1,86	2,55	9,87
18	686	657	686	701	2,10	2,86	11,28
19	724	695	724	739	2,49	3,33	14,31
20	762	734	762	778	2,89	3,71	16,14
21	800	772	800	816	3,66	4,66	19,09

\* Na carga corrigida do fuste, foi descontado o peso submerso do fuste e, na carga corrigida da ponta, foi somada a pressão de água no nível da célula



Aplicação do Método de Massad - Estaca PCE08

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)		
				$c'$ variável	$c'$ equivalente	$c'$ estimado pelo SPT
0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00
0,00	54	10	63	0,21	0,21	0,23
0,00	130	48	178	0,51	0,51	0,62
0,01	149	86	235	0,59	0,57	0,79
0,02	168	124	292	0,67	0,66	0,97
0,05	182	162	344	0,77	0,77	1,14
0,07	192	200	392	1,58	0,90	1,29
0,13	217	238	456	1,85	1,17	1,54
0,18	237	276	513	2,08	1,42	1,75
0,27	256	314	571	2,34	1,74	2,01
0,38	275	353	628	2,61	2,08	2,28
0,50	294	391	685	2,91	2,38	2,56
0,68	320	429	749	3,29	2,82	2,93
0,87	338	467	804	3,64	3,23	3,28
1,04	353	505	858	3,92	3,72	3,60
1,38	383	543	926	4,46	4,35	4,15
1,67	409	581	990	4,93	4,93	4,62
1,86	426	619	1045	5,28	5,31	4,97
2,10	443	657	1100	5,67	5,80	5,36
2,49	464	695	1160	6,22	6,48	5,93
2,89	483	734	1217	6,86	6,90	6,49
3,66	515	772	1287	7,73	8,26	7,47
4,40	549	762 (1)	1310		8,72	8,32
4,78	587	769 (1)	1356		9,27	8,87
8,94	625	813 (1)	1439		13,71	13,28
9,87	663	819 (1)	1482		14,80	14,38
11,28	701	825 (1)	1526		16,38	15,95
14,31	739	834 (1)	1574		19,58	19,15
16,14	778	838 (1)	1616		21,58	21,14

(1) Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação do Método de Silva-Osterberg - Estaca PCE08

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,00	54	10	63	0,00
0,00	130	48	178	0,00
0,01	149	86	235	0,01
0,02	168	124	292	0,02
0,05	182	162	344	0,05
0,07	192	200	392	0,07
0,13	217	238	456	0,13
0,18	237	276	513	0,18
0,27	256	314	571	0,27
0,38	275	353	628	0,38
0,50	294	391	685	0,50
0,68	320	429	749	0,68
0,87	338	467	804	0,87
1,04	353	505	858	1,04
1,38	383	543	926	1,38
1,67	409	581	990	1,67
1,86	426	619	1045	1,86
2,10	443	657	1100	2,10
2,49	464	695	1160	2,49
2,89	483	734	1217	2,89
3,66	515	772	1287	3,66
4,40	549	762 (1)	1310	4,40
4,78	587	769 (1)	1356	4,78
8,94	625	813 (1)	1439	8,94
9,87	663	819 (1)	1482	9,87
11,28	701	825 (1)	1526	11,28
14,31	739	834 (1)	1574	14,31
16,14	778	838 (1)	1616	16,14

(1) Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca infinitamente rígida - Estaca PCE08

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	27	119	146	0,10
0,20	53	209	262	0,20
0,40	100	338	437	0,40
0,60	142	424	566	0,60
1,00	214	534	748	1,00
1,50	288	613	901	1,50
2,00	348	662	1010	2,00
2,50	398	695	1093	2,50
3,00	440	719	1159	3,00
4,00	506	752	1258	4,00
5,00	557	773	1330	5,00
6,00	597	788	1384	6,00
7,00	629	799	1427	7,00
8,00	655	807	1462	8,00
9,00	677	814	1491	9,00
11,00	712	824	1536	11,00
15,00	759	836	1595	15,00
18,00	783	841	1624	18,00
20,00	795	844	1639	20,00

Aplicação das formulações de Fleming p/ estaca compressível - Estaca PCE08

$y'_p$ (mm)	$Q'_p$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	27	119	146	0,54
0,20	53	209	262	1,00
0,40	100	338	437	1,75
0,60	142	424	566	2,36
0,80	180	487	666	2,89
1,20	246	570	816	3,78
1,60	301	624	926	4,55
2,00	348	662	1010	5,25
2,50	398	695	1093	6,04
3,00	440	719	1159	6,77
4,00	506	752	1258	8,12
5,00	557	773	1330	9,38
7,00	629	799	1427	11,74
8,00	655	807	1462	12,87
9,00	677	814	1491	13,97
11,00	712	824	1536	16,14
15,00	759	836	1595	20,36
17,50	779	841	1620	22,95

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Versão original - Estaca PCE08

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	27	165	192	0,48
0,20	53	269	321	0,87
0,40	100	398	498	1,50
0,50	121	443	564	1,77
0,80	180	536	716	2,50
1,00	214	579	794	2,92
1,50	288	652	940	3,87
2,00	348	698	1046	4,71
4,00	506	788	1295	7,52
6,00	597	828	1425	9,96
10,00	696	866	1562	14,44
12,00	726	876	1602	16,58
14,00	749	884	1634	18,69
16,00	768	891	1658	20,77
18,00	783	896	1678	22,84

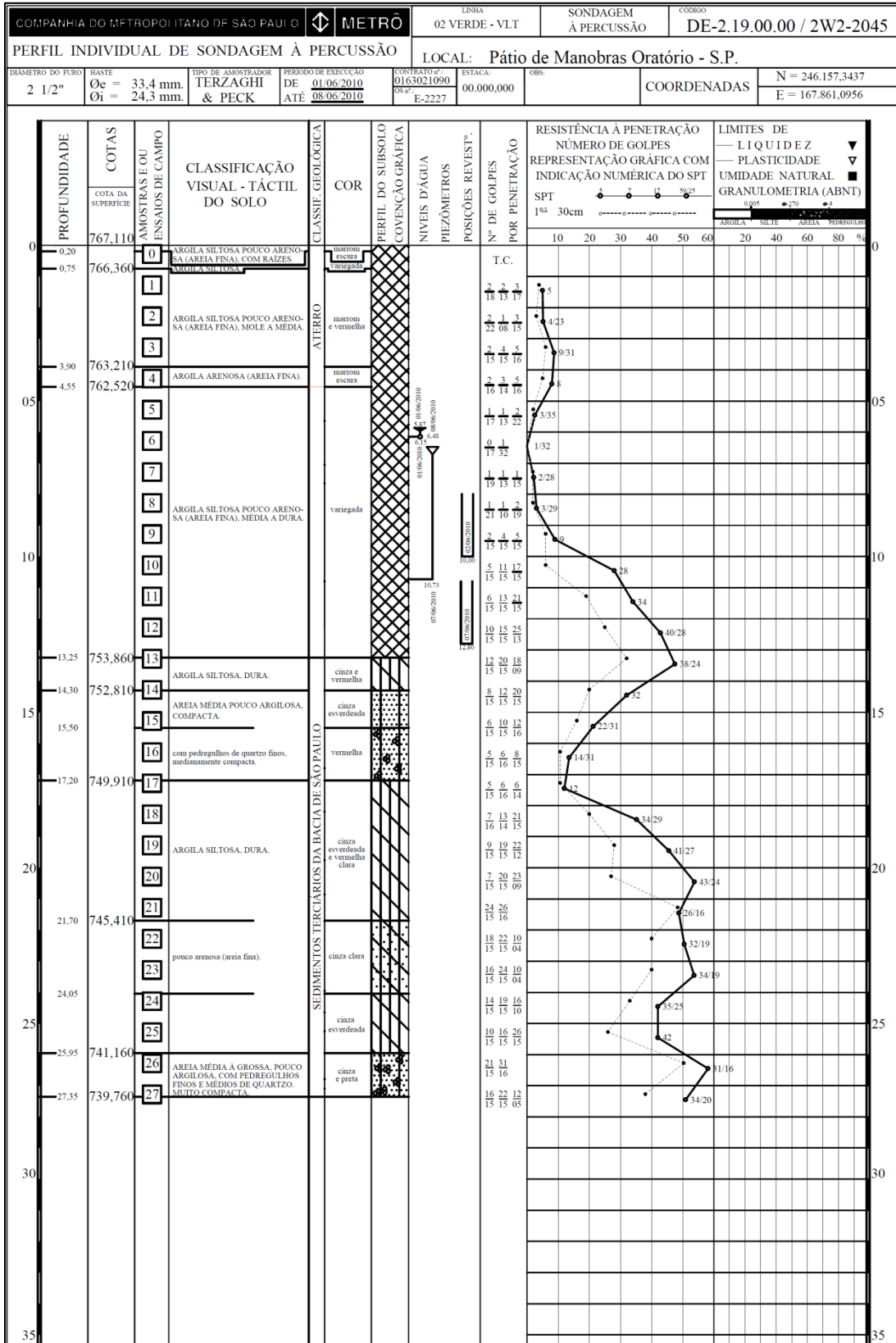
\* Cargas estimadas através de aproximação matemática

Aplicação do Método baseado no Modelo de Coyle-Reese - Refinado - Estaca PCE08

$y_p$ (mm)	$Q_p^*$ (kN)	$A_l$ (kN)	$P_o$ (kN)	$y_o$ (mm)
0,00	0	0	0	0,00
0,10	27	92	119	0,36
0,20	53	163	216	0,69
0,40	100	271	370	1,27
0,50	121	312	434	1,53
0,80	180	409	588	2,25
1,00	214	457	671	2,68
1,50	288	544	832	3,65
2,00	348	604	952	4,51
4,00	506	733	1240	7,41
6,00	597	796	1392	9,89
10,00	696	858	1554	14,42
12,00	726	877	1603	16,57
14,00	749	891	1640	18,70
16,00	768	902	1670	20,79
18,00	783	911	1694	22,87

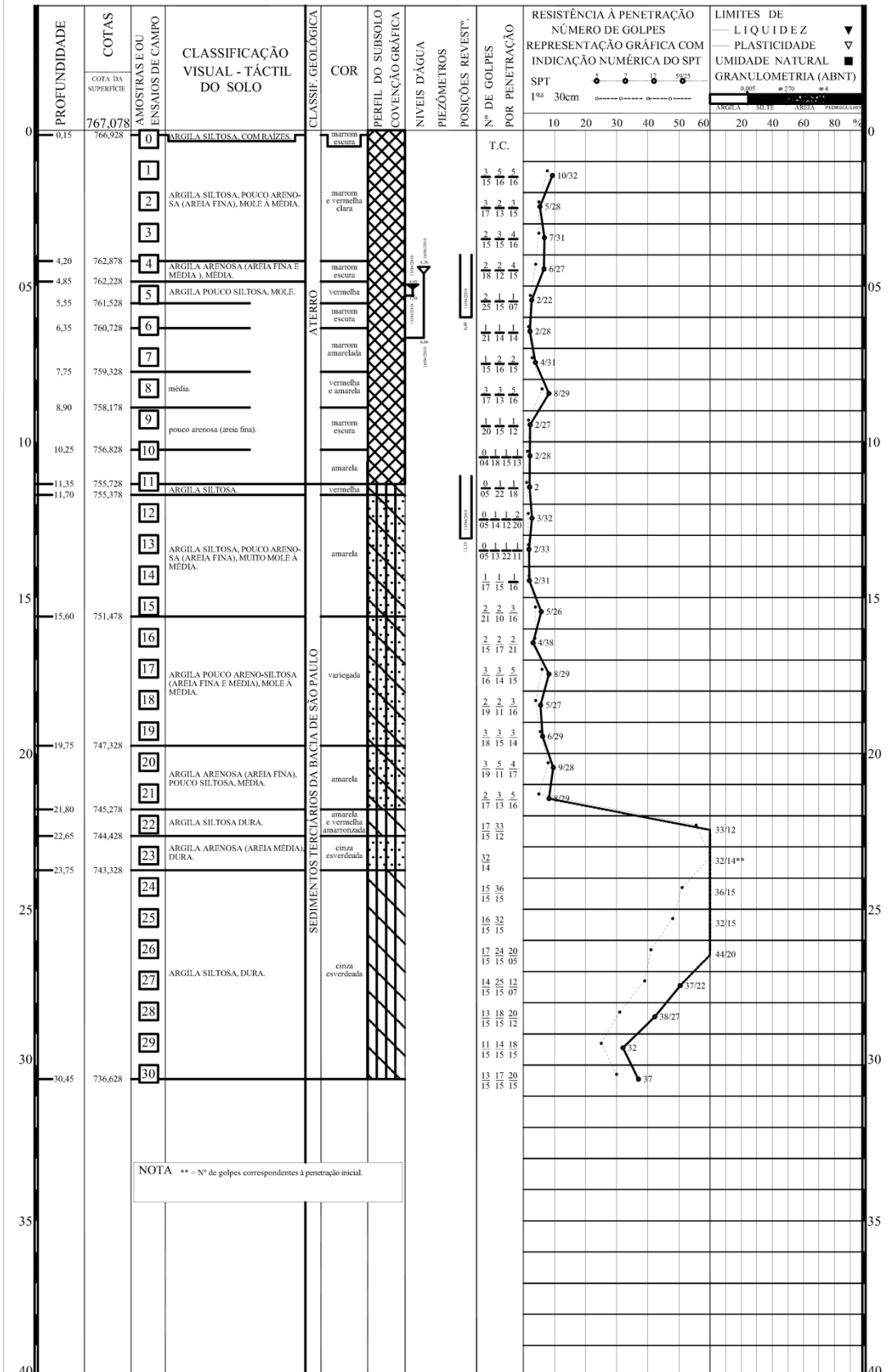
\* Cargas estimadas através de aproximação matemática







COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO		METRÔ		LINHA 02 VERDE - VLT	SONDAGEM À PERCUSSÃO	CODIGO DE-2.21.00.00 / 2W2-2076
PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO				LOCAL: Pátio de Manobras Oratório - SP.		
DIÂMETRO DO FURO 2 1/2"	HASTE O <sub>e</sub> = 33,4 mm. O <sub>i</sub> = 24,3 mm.	TIPO DE AMOSTRADOR TERZAGHI & PECK	PERÍODO DE EXECUÇÃO DE 13/04/2010 ATE 16/04/2010	CONTRATO Nº 0163021090 DS Nº E-2227	ESTACA 00.000,000	OBS N = 246.191,65 E = 167.788,48



NOTA \*\* = Nº de golpes correspondentes à penetração inicial.

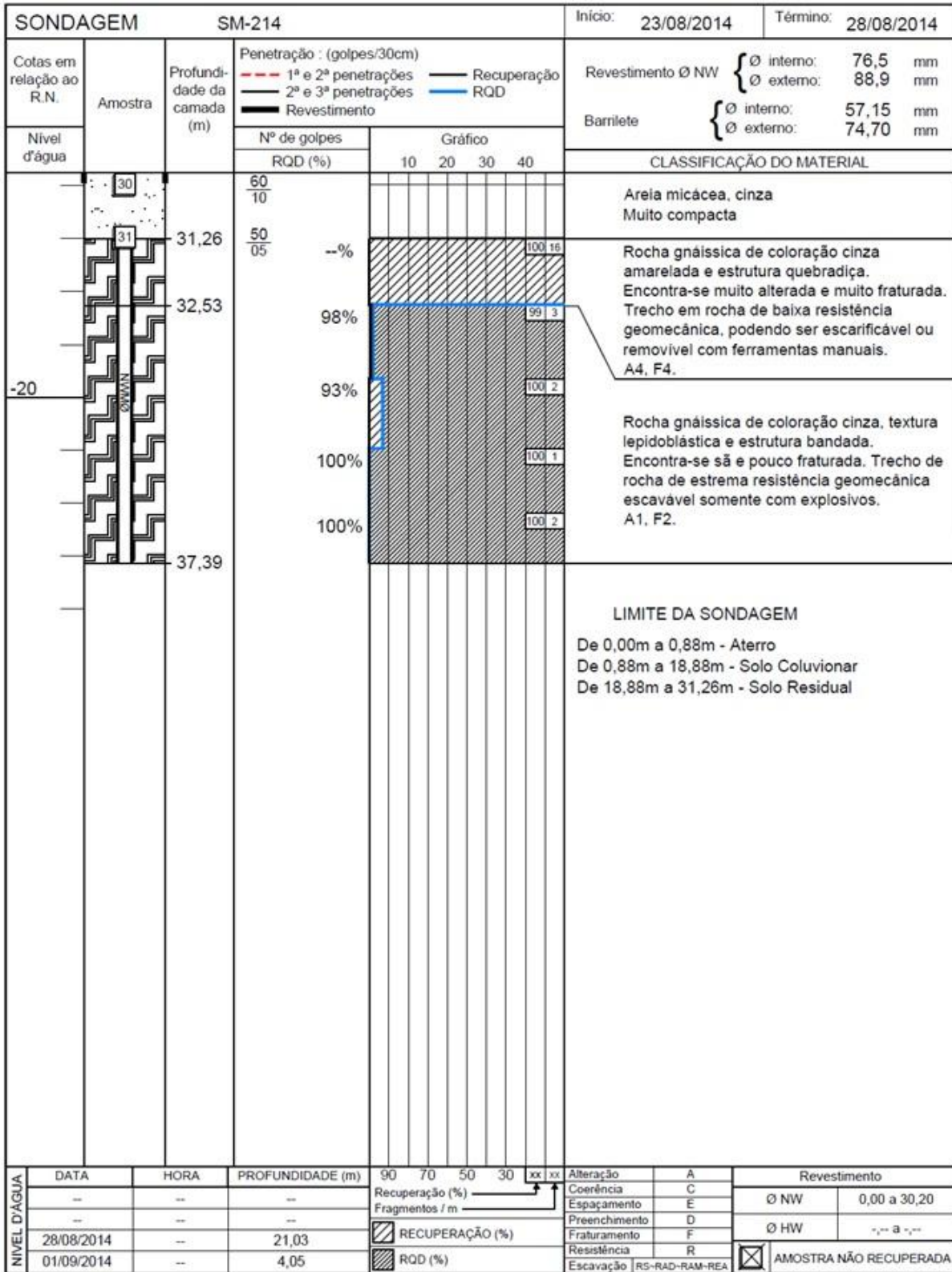


**OBRA B**

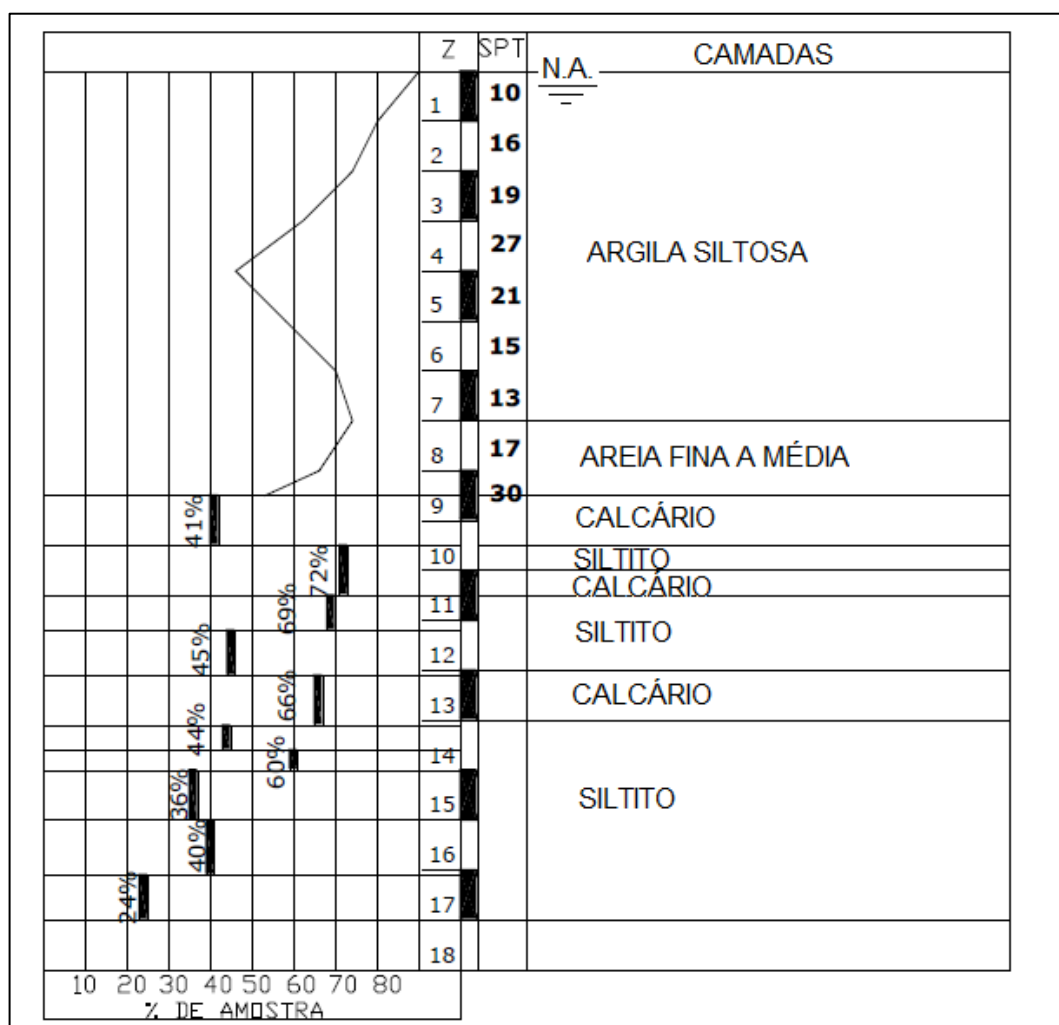
SONDAGEM		SM-214		Início:	23/08/2014	Término:	28/08/2014						
Cotas em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração : (golpes/30cm)				Revestimento Ø NW						
			--- 1ª e 2ª penetrações --- 2ª e 3ª penetrações — Revestimento		— Recuperação — RQD		{ Ø interno: 76,5 mm { Ø externo: 88,9 mm						
Nível d'água			Nº de golpes	Gráfico			Barrilete						
			RQD (%)	10	20	30	40	{ Ø interno: 57,15 mm { Ø externo: 74,70 mm					
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL													
Argila e silte													
Areia argilosa, cinza amarelada Medianamente compacto a compacto													
Areia siltosa, cinza amarelada Compacta a muito compacta													
NIVEL D'ÁGUA	DATA	HORA	PROFUNDIDADE (m)	90 70 50 30 xx xx					Alteração	A	Revestimento		
	--	--	--	Recuperação (%) →					Coerência	C	Ø NW	0,00 a 30,20	
	--	--	--	Fragmentos / m →					Espaçamento	E	Ø HW	--- a ---	
	28/08/2014	--	21,03	<input checked="" type="checkbox"/> RECUPERAÇÃO (%)					Preenchimento	D			
	01/09/2014	--	4,05	<input checked="" type="checkbox"/> ROD (%)					Fraturamento	F			
								Resistência	R				
								Escavação	RS-RAD-RAM-REA	<input checked="" type="checkbox"/>	AMOSTRA NÃO RECUPERADA		



SONDAGEM		SM-214		Início: 23/08/2014		Término: 28/08/2014							
Cotas em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração : (golpes/30cm)				Revestimento Ø NW						
			- - - 1ª e 2ª penetrações		— Recuperação		Ø interno: 76,5 mm	Ø externo: 88,9 mm					
Nível d'água			Nº de golpes		Gráfico		Barrilete						
			RQD (%)		10	20	30	40	Ø interno: 57,15 mm	Ø externo: 74,70 mm			
								CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL					
	15	18,88	17/15	27/15	50/05			Areia siltosa, cinza amarelada Compacta a muito compacta					
	16		26/15	50/10				Areia, cinza amarelada Muito compacta					
	17		50/10					Areia siltosa micácea, cinza amarelada Muito compacta					
	18		50/05					Areia micácea com pedregulhos, cinza amarelada Muito compacta					
-5	19	<del>22,91</del> 19,30	10/15	17/15	24/15			Areia micácea, cinza Muito compacta					
	20		11/15	19/15	28/15								
	21		12/15	20/15	26/15								
	22		13/15	22/15	29/15								
	23	<del>24,55</del> 22,91	19/15	50/13									
-10	24		23/15	50/09									
	25		50/13										
	26		55/11										
	27	26,87	50/12										
	28		50/10										
-15	29		50/13										
	30		60/10										
NÍVEL D'ÁGUA	DATA	HORA	PROFUNDIDADE (m)	90	70	50	30	xx	xx	Alteração	A	Revestimento	
	--	--	--	Recuperação (%)				→		Coerência	C	Ø NW	0,00 a 30,20
	--	--	--	Fragmentos / m				→		Espaçamento	E	Ø HW	-- a --
	28/08/2014	--	21,03	RECUPERAÇÃO (%)				→		Preenchimento	D		
	01/09/2014	--	4,05	RQD (%)				→		Fratramento	F		
										Resistência	R		
										Escavação	RS-RAD-RAM-REA		
												<input checked="" type="checkbox"/>	AMOSTRA NÃO RECUPERADA



## OBRA D



**OBRA E**

SONDAGEM SP 01

COTA DO TERRENO = (727,026)

Ø=2 1/2"

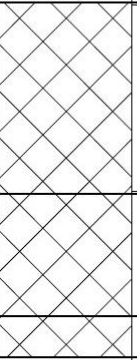
COTAS	NÍVEL D'ÁGUA	ÍNDICE S.P.T.	CAMADAS DO SOLO	
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO
				0,03 — PISO
				0,70 — ATERRO DE AREIA e britas, CINZA ESCURO VARIEGADO
725	N.A. 1,62	**	1	RACHÃO
	23/05/15	14	2	ATERRO DE AREIA e britas, CINZA ESCURO VARIEGADO
		1/50	3	ATERRO DE SILTE ARGILOSO, CINZA ESCURO
		2	4	com detritos vegetais
	0/47	2	5	ARGILA TURFA SILTOSA, MTO MOLE A MOLE, PRETA
720		2	6	
		5	7	6,75 — PEDREGULHOS VARIADOS 6,90
		6	8	SILTE ARGILO ARENOSO, CAULÍNICO, pco micáceo, MOLE A MÉDIO, CINZA CLARO E AMARELO (SOLO RESIDUAL)
		10	9	8,70
		8	10	roxo e marrom
		12	11	SILTE ARENO ARGILOSO, micáceo, PCO COMPACTO A MED. COMPACTO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)
715		10	12	amarelo
		12	13	12,55 — SILTE ARGILO ARENOSO, CAULÍNICO, pco micáceo, RIJO, CINZA CLARO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)
		22	14	13,82 — SILTE ARGILO ARENOSO, micáceo, DURO, MARROM (SOLO RESIDUAL)
		23	15	15,65
710		14	16	roxo avermelhado e cinza
		15	17	
		22	18	amarelo e cinza
		23	19	
		24	20	SILTE ARENO ARGILOSO, pco micáceo, MED. COMPACTO A COMPACTO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)
		26	21	
705		19	22	cinza médio e amarelo
		21	23	

(CONTINUA)

## SONDAGEM SP 01

COTA DO TERRENO = (727,026)


Ø=2 1/2"

COTAS	NÍVEL D'ÁGUA	ÍNDICE S.P.T.	CAMADAS DO SOLO														
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO	(CONTINUAÇÃO)												
700		28	24		SILTE ARENO ARGILOSO, pco micáceo, MED. COMPACTO A COMPACTO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)												
		33	25														
		13	26			— cinza médio e amarelo											
		31	27			— 26,90											
		35	28			— 28,75											
695		$\frac{45}{13}$ — —	29	(*)	SILTE ARENO ARGILOSO, mto micáceo, MTO COMPACTO, MARRÕM ESCURO (SOLO RESIDUAL)												
					(*) — IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO												
690					<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">LAVAGEM POR TEMPO (cm./10min.)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>29,35</td> <td>à</td> <td>29,36 1</td> </tr> <tr> <td>29,36</td> <td>à</td> <td>29,37 1</td> </tr> <tr> <td>29,37</td> <td>à</td> <td>29,37 0</td> </tr> </tbody> </table>	LAVAGEM POR TEMPO (cm./10min.)			29,35	à	29,36 1	29,36	à	29,37 1	29,37	à	29,37 0
LAVAGEM POR TEMPO (cm./10min.)																	
29,35	à	29,36 1															
29,36	à	29,37 1															
29,37	à	29,37 0															
685																	
680					** NÃO FOI AMOSTRADO O ÍNDICE SPT POR POSSÍVEL INTERFERÊNCIA NO SUBSOLO												

SONDAGEM SP 02

COTA DO TERRENO = (728,383)

Ø=2 1/2"

COTAS	NÍVEL D'ÁGUA	ÍNDICE S.P.T.	CAMADAS DO SOLO	
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO
				0,03 PISO
				0,55 ATERRO DE AREIA e britas, CINZA ESCURO E PRETO VARIEGADO
			1	1,10 RACHÃO
		**	2	ATERRO DE ARGILA, MARROM ESCURO
725	N.A. 1,63 		3	2,80
		$\frac{1}{30}$ $\frac{1}{18}$	4	ARGILA TURFA SILTOSA, MTO MOLE, PRETA
		$\frac{0}{62}$	5	
		$\frac{0}{49}$	6	5,50 AREIA FINA A MÉDIA PCO SILTOSA, PCO ARGILOSA, com pedregulhos variados, MED. COMPACTA, CINZA ESCURA
		11	7	7,15 SILTE ARENO ARGILOSO, CAULÍNICO, pco micáceo, FOFO, CINZA CLARO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)
		3	8	7,65 verde escuro
720		10	9	
		13	10	marrom escuro avermelhado
		16	11	SILTE ARENO ARGILOSO, micáceo, MTO COMPACTO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)
		15	12	marrom
		17	13	
715		15	14	12,86 SILTE ARGILO ARENOSO, pco micáceo, RIJO, MARROM (SOLO RESIDUAL)
		16	15	13,65 SILTE ARENO ARGILOSO, CAULÍNICO, mto micáceo e fragmentos finos de quartzo, MED. COMPACTO, CINZA CLARO, AMARELO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)
		11	16	14,90 verde amarelado
		22	17	SILTE ARGILO ARENOSO, pco micáceo, RIJO A DURO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)
			18	16,70 marrom
		$\frac{33}{15}$	19	17,70 SILTE ARENO ARGILOSO, mto micáceo, MTO COMPACTO, MARROM ESCURO (SOLO RESIDUAL)
710		35	20	micáceo, marrom avermelhado
		34	21	marrom e amarelo
		$\frac{14}{15}$ $\frac{36}{15}$	22	SILTE ARENO ARGILOSO, COMPACTO A MTO COMPACTO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)
		33	23	mto micáceo, com fragmentos variados de rocha, marrom escuro
705		$\frac{12}{15}$ $\frac{35}{11}$		** NÃO FOI AMOSTRADO O ÍNDICE SPT POR POSSÍVEL INTERFERÊNCIA NO SUBSOLO
		39		23,45

## SONDAGEM SP 06

COTA DO TERRENO = (728,528)

Ø=2 1/2"

COTAS	NÍVEL D'ÁGUA	ÍNDICE S.P.T.	CAMADAS DO SOLO	
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO
		**	1	AREIA, BRITAS E RACHÃO
		2	2	ATERRO DE SILTE, MARROM
725	N.A. 2,55 09/08/17	0 80	3	ARGILA ORGÂNICA SILTOSA, MTO MOLE, PRETA
		7	4	AREIA FINA SILTOSA, PCO COMPACTA, MARROM ESCURA
		14	5	AREIA FINA PCO SILTOSA, PCO COMPACTA A MED. COMPACTA, CINZA CLARA
		8	6	amarelada
		5	7	AREIA DE GRANULAÇÃO VARIADA PCO SILTOSA, com pedregulhos e fragmentos finos a médios de quartzo, CINZA MÉDIA E PRETA
720		7	8	SILTE ARGILO ARENOSO, CAULINICO, micáceo, e fragmentos finos de quartzo, MOLE A MÉDIO, AMARELO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)
		7	9	
		8	10	
		7	11	SILTE ARGILO ARENOSO, micáceo e caulim, MÉDIO, CINZA ESCURO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)
		9	12	
715		9	13	
		9	14	SILTE ARENO ARGILOSO, MED. COMPACTO, CINZA ESCURO E AMARELO (SOLO RESIDUAL)
		17	15	
		25	16	SILTE ARGILO ARENOSO, mto micáceo, RIJO A DURO, MARROM ESCURO AVERMELHADO E AMARELO (SOLO RESIDUAL)
		18	17	
710		19	18	
		21	19	com manchas pretas
		25	20	SILTE ARENO ARGILOSO, COMPACTO, CINZA ESCURO E AMARELO (SOLO RESIDUAL)
		25	21	
		39	22	SILTE ARGILO ARENOSO, CAULINICO, com fragmentos finos de quartzo, DURO, AMARELO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)
705		36	23	

(CONTINUA)

SONDAGEM SP 06

COTA DO TERRENO = (728,528)

Ø=2 1/2"

COTAS	NÍVEL D'ÁGUA	ÍNDICE S.P.T.	CAMADAS DO SOLO	
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO (CONTINUAÇÃO)
		34	24	<p>SILTE ARGILO ARENOSO, CAULINICO, com fragmentos finos de quartzo, DURO, AMARELO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)</p> <p>com mica</p> <p>27,45</p> <p>** NÃO FOI AMOSTRADO O ÍNDICE SPT POR POSSÍVEL INTERFERÊNCIA NO SUBSOLO</p>
		47	25	
		13 23 22 15 15 10	26	
		47	27	
700				
695				
690				
685				



## SONDAGEM SP 08

COTA DO TERRENO = (728,338)

Ø=2 1/2"

COTAS	NÍVEL D'ÁGUA	ÍNDICE S.P.T.	CAMADAS DO SOLO		
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO	
	N.A. 1,49	**	1	AREIA, BRITAS E RACHÃO	
	07/08/17	6	2	(NS)	
725		$\frac{3}{15} \frac{1}{31}$	3	3,30 3,55	ATERRO DE SILTE E ARGILA, MARROM ESCURO VARIEGADO
		$\frac{0}{32} \frac{1}{25}$	4		
		$\frac{0}{55}$	5	ATERRO DE ARGILA TURFA, com detritos vegetais, PRETO	
		$\frac{1}{46}$	6		
		7	7	7,35	
720		3	8	7,76	AREIA FINA ARGILOSA, SILTOSA, com pedregulhos finos, CINZA MÉDIA
		5	9	9,25	SILTE ARGILO ARENOSO, micáceo, MOLE, VERDE (SOLO RESIDUAL)
		6	10		
		9	11		
		9	12		
715		9	13		
		10	14	14,66	SILTE ARENO ARGILOSO, PCO COMPACTO A MED. COMPACTO, CINZA MÉDIO ESVERDEADO, AMARELO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)
		11	15		
		16	16	16,74	SILTE ARGILO ARENOSO, pco micáceo, RIJO, VERDE (SOLO RESIDUAL)
		12	17		
710		11	18		cinza claro esverdeado e branco
		13	19		SILTE ARENO ARGILOSO, MED. COMPACTO A COMPACTO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)
		13	20		pco micáceo, cinza escuro e branco
		13	21		
		17	22		cinza médio esverdeado e branco
705		13	23		amarelo e verde

(CONTINUA)



## SONDAGEM SP 10

COTA DO TERRENO = (728,498)


Ø=2 1/2"

COTAS	NIVEL D'ÁGUA	INDICE S.P.T.	CAMADAS DO SOLO	
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO
		**	1	ATERRO DE BRITAS E RACHÃO, VARIEGADO
		1/46	2	1,80 ATERRO DE ARGILA, com detritos vegetais, MARROM ESCURO
725	N.A. 2,80 10/08/17	0/60	3	2,50 ARGILA ORGÂNICA SILTOSA, MTO MOLE, PRETA
		7	4	3,60 AREIA FINA MTO ARGILOSA (ORGÂNICA), PCO COMPACTA, CINZA ESCURA
		7	5	4,60 AREIA FINA PCO SILTOSA, PCO COMPACTA, MARROM ESCURA
		12	6	5,70 AREIA MÉDIA PCO SILTOSA, MED. COMPACTA, MARROM ESCURA
		5	7	6,80 AREIA DE GRANULAÇÃO VARIADA PCO SILTOSA, com fragmentos finos a médios de rocha, CINZA MÉDIA E PRETA
720		9	8	7,15 SILTE ARGILOSO, com caulim, MOLE, CINZA MÉDIO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)
		20	9	7,85 SILTE ARENOSO, micáceo, MED. COMPACTO, AMARELO AVERMELHADO (SOLO RESIDUAL)
		31	10	8,72 SILTE ARENO ARGILOSO, mto micáceo, COMPACTO, ROXO AVERMELHADO (SOLO RESIDUAL)
		22	11	11,15 SILTE ARGILO ARENOSO, micáceo, DURO, VERMELHO E CINZA (SOLO RESIDUAL)
715		22	13	13,70 SILTE ARGILO ARENOSO, CAULINICO, micáceo, CINZA ESCURO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)
		30	14	14,20 SILTE ARENO ARGILOSO, pco micáceo, ROXO AVERMELHADO E PRETO (SOLO RESIDUAL)
		84	15	14,90 FRAGMENTOS VARIADOS DE QUARTZO
		33	16	15,83
		25	17	roxo
		23	18	SILTE ARGILO ARENOSO, micáceo, DURO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)
710		31	19	vermelho e cinza
		35	20	marrom escuro
		30	21	
		27/15 35/10	22	marrom e amarelo
705		9/15 30/15 25/07	23	23,70 SILTE ARENOSO, COMPACTO A MTO COMPACTO, CINZA MÉDIO E BRANCO (SOLO RESIDUAL) (CONTINUA)

SONDAGEM SP 10

COTA DO TERRENO = (728,498)


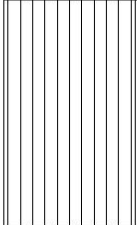
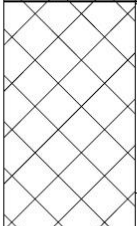
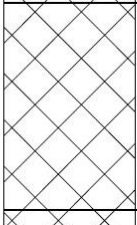
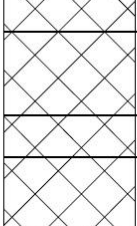
Ø=2 1/2"

COTAS	NÍVEL D'ÁGUA	ÍNDICE S.P.T.	CAMADAS DO SOLO														
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO	(CONTINUAÇÃO)												
		35	24		SILTE ARENOSO, COMPACTO A MTO COMPACTO, CINZA MÉDIO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)												
		51	25			25,75 (*)											
700				(*) - IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO													
				<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">LAVAGEM POR TEMPO (cm./10min.)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>25,67</td> <td>à</td> <td>25,70 3</td> </tr> <tr> <td>25,70</td> <td>à</td> <td>25,73 3</td> </tr> <tr> <td>25,73</td> <td>à</td> <td>25,75 2</td> </tr> </tbody> </table>		LAVAGEM POR TEMPO (cm./10min.)			25,67	à	25,70 3	25,70	à	25,73 3	25,73	à	25,75 2
LAVAGEM POR TEMPO (cm./10min.)																	
25,67	à	25,70 3															
25,70	à	25,73 3															
25,73	à	25,75 2															
695				** NÃO FOI AMOSTRADO O ÍNDICE SPT POR POSSÍVEL INTERFERÊNCIA NO SUBSOLO													
690																	
685																	

## SONDAGEM SP 11

COTA DO TERRENO = (728,708)

Ø=2 1/2"

COTAS	NÍVEL D'ÁGUA	ÍNDICE S.P.T.	CAMADAS DO SOLO		
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO	
	N.A. 1,36  10/08/17	3	1	com entulhos ATERRO DE ARGILA, MARROM VARIEGADO	
		4	2	1,98 2,50 ATERRO DE AREIA FINA MTO ARGILOSA, CINZA MÉDIO	
725		$\frac{1}{55}$	3	 ARGILA TURFA MTO MOLE, PRETA	
		$\frac{0}{46}$	4		
		$\frac{0}{48}$	5		
		11	6		5,98 AREIA FINA PCO SILTOSA, MED. COMPACTA, CINZA MÉDIA
		13	7		7,60 7,79 AREIA DE GRANULAÇÃO VARIADA com pedregulhos e fragmentos finos a médios de quartzo, CINZA MÉDIA
720			4	8	SILTE ARGILOSO, micáceo, MOLE, CINZA MÉDIO AMARELADO (SOLO RESIDUAL)
			5	9	9,56 verde e amarelo
			9	10	 SILTE ARENO ARGILOSO, micáceo, MÉDIO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)
			8	11	
			10	12	
715			10	13	13,49 cinza médio e branco SILTE ARGILO ARENOSO, mto micáceo, RIJO, MARROM AMARELADO (SOLO RESIDUAL)
			15	14	14,55
			10	15	 SILTE ARENO ARGILOSO, MED. COMPACTO, CINZA MÉDIO E AMARELO (SOLO RESIDUAL)
			13	16	
			17	17	 SILTE ARENOSO, micáceo, MTO COMPACTO, MARROM AVERMELHADO (SOLO RESIDUAL)
710			44	18	
			47	19	SILTE ARGILO ARENOSO, mto micáceo, DURO, MARROM ESCURO (SOLO RESIDUAL)
			$\frac{10}{15}$ $\frac{22}{15}$ $\frac{20}{10}$	20	19,86 20,49 SILTE ARENOSO, micáceo, MTO COMPACTO, VERMELHO (SOLO RESIDUAL)
			$\frac{13}{15}$ $\frac{30}{15}$	21	SILTE ARGILO ARENOSO, mto micáceo, DURO, MARROM ESCURO AVERMELHADO (SOLO RESIDUAL)
			30	22	21,76
705			28	23	SILTE ARENO ARGILOSO, micáceo, COMPACTO, MARROM ESCURO ESVERDEADO (SOLO RESIDUAL)

(CONTINUA)

SONDAGEM SP 11

COTA DO TERRENO = (728,708)


Ø=2 1/2"

COTAS	NIVEL D'ÁGUA	INDICE S.P. T.	CAMADAS DO SOLO	
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO (CONTINUAÇÃO)
		32	24	SILTE ARENO ARGILOSO, micáceo, COMPACTO, MARROM ESCURO ESVERDEADO (SOLO RESIDUAL)
		34	25	24,98 SILTE ARGILO ARENOSO, mto micáceo, DURO, MARROM ESCURO AVERMELHADO (SOLO RESIDUAL)
		31	26	25,71 SILTE ARENOSO, micáceo, COMPACTO, VERDE ESCURO (SOLO RESIDUAL)
		29	27	26,55 SILTE ARGILO ARENOSO, CAULINICO, com fragmentos finos de quartzo, DURO, AMARELO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)
700		$\frac{19}{15} \frac{28}{15} \frac{10}{05}$	28	
		41	29	29,45
695				
690				
685				

## SONDAGEM SP 12

COTA DO TERRENO = (728,558)

Ø=2 1/2"

COTAS	NIVEL D'ÁGUA	INDICE S.P. T.	CAMADAS DO SOLO	
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO
	N.A. 2,05  10/08/17	5	[1]	ATERRO DE ARGILA com entulhos, MARROM ESCURO AVERMELHADO
		$\frac{2}{15}$ $\frac{1}{32}$ —	[2]	1,75 ATERRO DE SILTE E ARGILA, CINZA ESCURO
725		$\frac{0}{58}$ — —	[3]	2,63 ARGILA TURFA SILTOSA, com detritos vegetais, MTO MOLE, PRETA
		$\frac{0}{25}$ $\frac{1}{10}$ $\frac{2}{11}$	[4]	4,25
		7	[5]	AREIA FINA ARGILOSA (ORGÂNICA), SILTOSA, FOFA A PCO COMPACTA, CINZA CLARA
		4	[6]	
		11	[7]	6,71
720		7	[8]	
		8	[9]	cinza claro e branco
		9	[10]	
		16	[11]	SILTE ARENO ARGILOSO, PCO COMPACTO A COMPACTO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)
		11	[12]	
715		13	[13]	cinza médio e branco
		13	[14]	
		17	[15]	
		23	[16]	micáceo, marrom avermelhado
		31	[17]	
710		31	[18]	vermelho
		$\frac{8}{15}$ $\frac{28}{15}$ $\frac{22}{06}$	[19]	18,95 marrom
		25	[20]	marrom avermelhado
		29	[21]	marrom
		38	[22]	SILTE ARGILO ARENOSO, micáceo, DURO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)
705		$\frac{32}{15}$ — —	[23]	mto micáceo, marrom esverdeado

(CONTINUA)

SONDAGEM SP 12

COTA DO TERRENO = (728,558)

Ø=2 1/2"

COTAS	NÍVEL D'ÁGUA	ÍNDICE S.P.T.	CAMADAS DO SOLO	
			CONVENÇÃO	CLASSIFICAÇÃO (CONTINUAÇÃO)
		18 33 15 15	24	← mto micáceo, marrom esverdeado
		25	25	← 24,75 SILTE ARGILO ARENOSO, micáceo, DURO, VARIEGADO (SOLO RESIDUAL)
		28	26	SILTE ARENOSO, COMPACTO, VERDE E CINZA (SOLO RESIDUAL)
		43	27	← 26,98
700		37 08	28	← (NS) 28,46 SILTE ARGILO ARENOSO, CAULINICO, com fragmentos finos de quartzo, DURO, AMARELO E BRANCO (SOLO RESIDUAL)
		20	29	
		35	30	SILTE ARENOSO, mto micáceo, COMPACTO, MARROM ESCURO (SOLO RESIDUAL)
		42	31	
		45	32	← 32,45
695				
690				
685				